

Influência de dados topobatimétricos detalhados na modelagem hidrodinâmica de canais: UHE Tucuruí - PA

Juliana D'Amoreira Lopes

Juliana D'Amoreira Lopes

**INFLUÊNCIA DE DADOS TOPOBATIMÉTRICOS
DETALHADOS NA MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE
CANAIS: UHE TUCURUÍ – PA**

Trabalho apresentado à Universidade Federal de Santa Catarina para a Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Nadia Bernardi Bonuná

Coorientador: Eng^o. Pedro Guilherme de Lara

Florianópolis
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Lopes, Juliana D'Amoreira

Influência de dados topobatimétricos detalhados na
modelagem hidrodinâmica de canais: : UHE Tucuruí - PA /
Juliana D'Amoreira Lopes ; orientadora, Nadia Bernardi
Bonumá ; coorientador, Pedro Guilherme de Lara. -
Florianópolis, SC, 2015.

109 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Inclui referências

1. Engenharia Sanitária e Ambiental. 2. Segurança de
barragens. 3. Modelagem hidrodinâmica. 4. Geometria do
canal. I. Bernardi Bonumá, Nadia. II. Guilherme de Lara,
Pedro. III. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental. IV. Título.

Juliana D'Amoreira Lopes

**INFLUÊNCIA DE DADOS TOPOBATIMÉTRICOS
DETALHADOS NA MODELAGEM HIDRODINÂMICA DE
CANAIS: UHE TUCURUÍ – PA**

Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos
requisitos para Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia
Sanitária e Ambiental – TCC II.

Florianópolis, 02 de dezembro de 2015.



Profª. Nadia Bernardi Bonumá, Drª.
Orientadora



Engº. Pedro Guilherme de Lara, BSc Esp.
Coorientador

Banca Examinadora:



Prof. Fábio Farias Pereira, Dr.
Membro da banca



Engº. Henrique Lucini Rocha, MSc.
Membro da banca

Ao meu avô, Getúlio D'Amoreira (*in
memoriam*), que sempre acreditou no
valor da educação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha orientadora, professora Nadia Bernardi Bonumá, pela disponibilidade de tempo e suporte durante a realização deste trabalho.

Ao meu coorientador, Pedro Guilherme de Lara, por estar sempre presente, pelos valiosos ensinamentos e pela confiança depositada em mim. Agradeço, também, pelo fornecimento dos dados necessários para a elaboração deste projeto.

Aos amigos da Fractal Engenharia, por todo apoio, compreensão e elucidação das dúvidas que surgiram ao longo do caminho. Obrigada por terem tornado meus dias mais agradáveis. Agradeço, em especial, à Karine Xavier pelo carinho e por estar sempre disposta a me ajudar.

Aos membros da banca examinadora, Henrique Lucini Rocha e professor Fábio Farias Pereira, por aceitarem o convite e pelas contribuições realizadas.

À minha família, em especial à minha avó, Lina D'Alascio D'Amoreira, e minha mãe, Rosane D'Alascio D'Amoreira. Obrigada pelo apoio, compreensão e por fornecerem todo o suporte necessário para que minha maior preocupação fossem os estudos.

Aos meus amigos, por estarem sempre torcendo pelo meu sucesso, pelo apoio nos momentos de nervosismo, cansaço e, sobretudo, compreensão nos momentos de ausência. Agradeço, principalmente, à Camila Cristina Rodrigues Pereira, Francielle Ana Grando, Rafaela do Vale Pereira, Diego Blaese e Claudio José Santos.

Ao meu noivo, Rafael Koerich Lohn, por estar sempre ao meu lado e ser meu apoio emocional durante todos esses anos.

Enfim, a todos que contribuíram para a minha formação e realização deste trabalho, o meu muito obrigada!

RESUMO

A potencialidade de recursos hídricos brasileira faz do represamento de cursos d'água uma prática comum no território nacional. Embora agreguem diversos benefícios à sociedade, as barragens devem constituir objeto de estudo e avaliação crítica, devido ao risco associado a uma eventual ruptura e suas consequências catastróficas ao vale a jusante. A análise destas obras pode ser realizada mediante o uso de modelagem hidráulica. Esta é uma importante ferramenta nos estudos de rompimentos de barragens, uma vez que permite simular cenários de ruptura, reproduzindo o comportamento do fluxo d'água. A qualidade do estudo, contudo, está atrelada a fatores primordiais, como a geometria do canal. Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo avaliar a importância de dados topobatimétricos detalhados na modelagem hidrodinâmica de canais, utilizando por base o barramento da UHE Tucuruí, município de Tucuruí/PA. Para tanto, fez-se uso de dois cenários de análise, cada qual atrelados a duas hipóteses de estudo. O primeiro cenário foi delimitado para a situação real do canal, utilizando dados topobatimétricos de alta resolução, enquanto o segundo cenário foi projetado para uma situação com carência de informações. Para a simulação hidrodinâmica utilizou-se o software HEC-RAS 4.1, enquanto a análise estatística dos resultados gerados pelos modelos foi processada com o auxílio de planilhas eletrônicas Excel 2003 e do programa Action 2.9. Com base nos resultados obtidos, constatou-se que a metodologia utilizada para a delimitação da calha fluvial em situação de carência de dados mostrou-se pouco conservadora, tendo em vista sua tendência a subestimar os valores de nível d'água do rio Tocantins. Em resumo, a simplificação das seções topobatimétricas no trecho analisado gerou resultados inferiores ao esperado para o canal, tanto na hipótese conservadora quanto na extrema. Desta forma, a escolha por sua aplicação deve ser feita com parcimônia, atentando-se para o tipo de estudo a ser desenvolvido.

Palavras-chave: Segurança de barragens, modelagem hidrodinâmica, geometria do canal.

ABSTRACT

The potentiality of Brazilian water resources makes the damming of waterways a common practice in the country. Although aggregate several benefits to society, dams should be the object of study and critical evaluation because of the risk associated with a possible rupture and its disastrous consequences to the valley downstream. The analysis of these works can be made by the use of hydraulic modeling. This is an important tool in studies of dam breaks, since allows to simulate breakdown scenarios, reproducing water flow behavior. The quality of the study, however, is linked to key factors such as channel geometry. In this context, the present work has the objective to evaluate the importance of detailed bathymetric data in modeling hydrodynamic channels, based on the dam of Tucuruí, city of Tucuruí/PA. For this purpose, was used two different scenarios of analysis, linked with two hypothesis of study. The first scenario was defined by the real situation of the channel, using high-resolution bathymetric data, while the second scenario was designed for a situation with lack of information. For hydrodynamic simulation was used the HEC-RAS 4.1 software, while the statistical analysis of the results obtained by the models was processed with the aid of electronic spreadsheets Excel 2003 and the Action 2.9 program. Based on results obtained, it was found that the methodology used for the delimitation of the fluvial channel with lack of data scenario showed to be little conservative, having in view its tendency to underestimate the values of water level of the river Tocantins. In summary, the simplification of the sections in the analyzed stretch generated results lower than expected to the channel in both the conservative assumption and in the extreme. In this way, the choice for their application should be made judiciously, paying special attention to the type of study to be developed.

Keywords: Dam safety, hydrodynamic modeling, channel geometry.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Parâmetros geométricos da brecha.....	33
Figura 2. Elementos geométricos do canal.....	36
Figura 3. UHE Tucuruí.....	41
Figura 4. Localização da UHE Tucuruí.....	43
Figura 5. Mapa pedológico.....	45
Figura 6. Mapa geológico.....	46
Figura 7. Fluxograma de atividades.	48
Figura 8. Série temporal de vazão - Estação 29680080.	50
Figura 9. Série temporal de nível - Estação 29700000.....	50
Figura 10. Série temporal de nível corrigida - Estação 29700000.	51
Figura 11. Curva-chave - Estação 29700000.	52
Figura 12. Velocidade média- Estação 29700000.....	53
Figura 13. Variação do Manning- Estação 29700000.	53
Figura 14. Dados topobatimétricos.	56
Figura 15. Topobatimetria processada - Cenário 1.	57
Figura 16. Acoplamento e ajuste do perfil transversal da estação 29700000.....	58
Figura 17. Relação R_H e Área molhada – Estação 29700000.....	59
Figura 18. Topobatimetria processada - Cenário 2.	62
Figura 19. Seção topobatimétrica no perfil 12497,80m - Cenário 1 (HEC-RAS).....	63
Figura 20. Seção topobatimétrica no perfil 12497,80m - Cenário 2 (HEC-RAS).....	63
Figura 21. Modelo numérico HEC-RAS (Cenário 1).....	64
Figura 22. Modelo numérico HEC-RAS (Cenário 2).....	64
Figura 23. Arranjo do modelo numérico.	65
Figura 24. Arranjo final no software HEC-RAS 4.1.	66
Figura 25. Perfil longitudinal - Cenário 1 (HEC-RAS).....	67
Figura 26. Perfil longitudinal - Cenário 2 (HEC-RAS).....	67
Figura 27. Perfil barragem UHE Tucuruí.....	71
Figura 28. Relação cota x volume e área x volume da UHE Tucuruí. ..	72
Figura 29. Perfil do trecho represado da UHE Tucuruí.....	72
Figura 30. Calibração para o período de 2000 a 2003.....	75
Figura 31. Validação para o período 2004 e 2005.....	76
Figura 32. Hidrograma sintético de ruptura.	78
Figura 33. Comparação dos dados observados e simulados.....	80
Figura 34. Histograma – Cenário 1 (Série histórica).....	83
Figura 35. FDP – Cenário 1 (Série histórica).....	84
Figura 36. Histograma - Cenário 2 (Série histórica)	87

Figura 37. FDP - Cenário 2 (Série histórica)	88
Figura 38. Níveis d'água na seção 12497,80m (Hidrograma de ruptura).	90
Figura 39. Histograma (Hidrograma de ruptura).	92
Figura 40. FDP (Hidrograma de ruptura).....	92

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico.....	32
Tabela 2. Formulações matemáticas para o tempo de formação da brecha.....	32
Tabela 3. Formulações matemáticas para a largura média da brecha....	33
Tabela 4. Modelos de hidrograma simplificado de ruptura.....	34
Tabela 5. Exemplo de geometria da seção transversal.	36
Tabela 6. Ficha técnica da UHE Tucuruí.	42
Tabela 7. Fontes dos dados.	49
Tabela 8. Estações fluviométricas.	49
Tabela 9. Parâmetros correspondentes ao raio hidráulico adotado.....	59
Tabela 10. Dados geométricos das principais seções transversais.	60
Tabela 11. Valores de rugosidade.	68
Tabela 12. Relação cota x volume.....	72
Tabela 13. Parâmetros de cálculo do hidrograma de ruptura.	73
Tabela 14. Resultado das funções objetivo.	76
Tabela 15. Resultados das equações empíricas.	77
Tabela 16. Resumo dos cenários simulados.....	78
Tabela 17. Parâmetros de comparação (Série histórica).....	79
Tabela 18. Distribuição de frequência dos resíduos (Cenário 1).....	81
Tabela 19. Distribuição de frequências (Cenário 2).....	85
Tabela 20 . Parâmetros de comparação (Hidrograma de ruptura).	89
Tabela 21. Distribuição de frequências (Hidrograma de ruptura).	91

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA – Agência Nacional de Águas

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

FDP – Função densidade de probabilidade

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

MDT – Modelo Digital de Terreno

PAE – Plano de Ação Emergencial

PNSB – Política Nacional de Segurança de Barragens

PSB – Plano de Segurança de Barragem

SIG – Sistema de Informações Geográficas

SRTM – *Shuttle Radar Topographic Mission*

TIN – *Triangulated Irregular Network*

UHE – Usina Hidrelétrica

USACE – *U.S. Army Corps of Engineers*

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descrição	Unidade
Q_p	Vazão de pico	m^3/s
t_f	Tempo de formação da brecha	h
B_{avg}	Largura média da brecha	m
h_b	Altura da brecha	m
h_d	Altura da barragem	m
h_w	Profundidade d'água acima da brecha	m
S	Volume do reservatório	m^3
V_{er}	Volume de material erodido na barragem	m^3
V_w	Volume de água armazenada acima da brecha	m^3
T_p	Tempo de pico do hidrograma	s
T_b	Tempo de base do hidrograma	s
A	Área molhada	m^2
P	Perímetro molhado	m
y	Profundidade da seção do canal	m
T_o	Largura da seção do canal na superfície livre	m
S_o	Declividade longitudinal do canal	m/m
R_H	Raio hidráulico	m
Q	Vazão	m^3/s
h	Altura da coluna d'água	m
x	Distância ao longo do canal	m
t	Tempo	s
A	Área da seção de escoamento	m^2
I_o	Declividade do escoamento	m/m
K	Capacidade de transporte	m^3/s
g	Aceleração da gravidade	m/s^2
q	Fluxo lateral	$m^3/s/m$
β	Fator de distribuição do fluxo	-
v	Velocidade	m/s
n	Coefficiente de rugosidade de Manning	-
H_{IBGE}	Leitura convertida para o <i>datum</i> vertical IBGE	m

Símbolo	Descrição	Unidade
$H_{\text{Régua}}$	Leitura referenciada ao zero do lance de régua	m
NSE	Coefficiente de Nash-Sutcliffe	-
ΔH	Erro altimétrico	%
\bar{x}	Média dos erros	m
σ	Desvio padrão dos erros	m

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	OBJETIVOS	26
1.1.1	Objetivo Geral.....	26
1.1.2	Objetivos Específicos.....	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1	BARRAGENS	27
2.2	SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	28
2.2.1	Histórico de ruptura de barragens	28
2.2.2	Política Nacional de Segurança de Barragens.....	30
2.3	HIDROGRAMA DE RUPTURA	31
2.3.1	Vazão de pico e tempo de formação da brecha.....	31
2.4	GEOMETRIA DE CANAIS.....	35
2.5	SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA.....	37
2.5.1	Modelo numérico HEC-RAS	37
2.6	ANÁLISE ESTATÍSTICA	39
2.6.1	Distribuição de probabilidades.....	39
3	MATERIAIS E MÉTODOS	41
3.1	ÁREA DE ESTUDO	41
3.1.1	Usina Hidrelétrica de Tucuruí.....	41
3.1.2	Área a jusante da barragem.....	43
3.2	FLUXOGRAMA METODOLÓGICO	47
3.3	DADOS FLUVIMÉTRICOS.....	49
3.4	DADOS TOPOBATIMÉTRICOS.....	54
3.4.1	Cenário 1 ou cenário real	55
3.4.2	Cenário 2 ou cenário simplificado	57
3.5	ARRANJO DO MODELO NUMÉRICO.....	62
3.6	SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA.....	67

3.6.1	Calibração e validação	68
3.6.2	Condições de contorno.....	70
3.7	DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	70
3.8	ANÁLISE DE INCERTEZAS	73
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	75
4.1	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO	75
4.2	HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	77
4.3	ANÁLISE DOS DADOS TOPOBATIMÉTRICOS.....	78
4.3.1	Série Histórica	79
4.3.2	Hidrograma de ruptura.....	89
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
	ANEXO A	105
	ANEXO B	106
	ANEXO C	107
	ANEXO D	108

1 INTRODUÇÃO

Suprir as necessidades da sociedade é uma busca constante em toda a história da humanidade. Como resultado, inúmeras são as obras arquitetadas pelo homem em prol desse desenvolvimento e inúmeras são as alterações ambientais geradas por ele. Dentre elas, pode-se citar o represamento de cursos d'água para a construção de reservatórios. Esta é uma prática comum no Brasil, devido a sua potencialidade de recursos hídricos, exercendo um papel importante para a produção de energia, abastecimento de água, controle de enchentes, irrigação, navegação e recreação.

Embora agreguem diversos benefícios à sociedade, as barragens devem constituir objeto de estudo e avaliação crítica, haja vista os riscos associados a uma potencial ruptura e suas consequências catastróficas ao vale a jusante. Este é um ponto de suma importância no estudo de segurança de barragens, englobando perdas econômicas, ambientais e humanas.

Buscando reduzir as possibilidades de acidentes e suas consequências, no dia 20 de setembro de 2010 foi instituída a Política Nacional de Segurança de Barragens, Lei Federal nº 12.334/2010. Dentre seus instrumentos, encontra-se o Plano de Segurança de Barragens, do qual faz parte o Plano de Ação Emergencial (PAE).

Para a elaboração de um PAE adequado às premissas estabelecidas pela referida legislação, deve-se realizar um estudo de ruptura hipotética da barragem. Este permite analisar a propagação da onda de cheia que deve efluir do reservatório após o rompimento da estrutura, verificar seu tempo de propagação, bem como identificar as possíveis áreas de risco. Locais onde há a probabilidade de ocorrerem consequências prejudiciais ou perdas econômicas, sociais e ambientais, resultantes da interação entre perigos naturais e os sistemas humanos (UNDP, 2004).

Uma importante ferramenta para estudos de rompimento de barragem é a modelagem hidrodinâmica. A utilização de modelos matemáticos permite analisar a extensão de uma possível onda de cheia e delimitar as áreas potencialmente afetadas (VERÓL et al., 2013). Sendo assim, estes modelos numéricos realizam a simulação de cenários de ruptura, buscando representar, da melhor maneira possível, o comportamento do fluxo d'água.

A geometria do canal consiste em um dos principais dados de entrada da modelagem hidrodinâmica, sendo um dos fatores primordiais para a obtenção de resultados de qualidade. Contudo, a aquisição de

dados topobatimétricos precisos é onerosa e nem sempre disponível aos estudiosos em geral.

A proposta deste trabalho consiste em avaliar a importância de dados topobatimétricos detalhados no estudo hidrodinâmico de canais, utilizando por base informações à jusante do barramento da UHE Tucuruí. Esta se encontra localizada na porção norte do território brasileiro, município de Tucuruí, no estado do Pará. A escolha por este empreendimento está vinculada à disponibilidade e qualidade das informações topobatimétricas, estruturais e hidrológicas.

Desta forma, utilizou-se o modelo hidrodinâmico HEC-RAS para a simulação da propagação da onda de cheia considerando dois cenários de controle e duas proposições de análise. No primeiro cenário fez-se uso da batimetria disponibilizada pela Eletronorte S.A, caracterizando a situação real do canal. O segundo, por sua vez, foi formulado mediante a adoção de seções transversais com calha fluvial retangular, realizando uma simplificação do rio Tocantins.

Cada um destes cenários foi testado sob duas hipóteses distintas: uma conservadora, utilizando dados temporais de vazão para os anos 2000 a 2005, obtidos pela Agência Nacional de Águas (ANA) através da estação fluviométrica Tucuruí barramento (29680080), e outra extrema, realizada pela propagação do hidrograma de ruptura gerado para a barragem da UHE Tucuruí.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar a importância de dados topobatimétricos detalhados no estudo hidrodinâmico de canais, utilizando por base informações à jusante do barramento da UHE Tucuruí, município de Tucuruí/PA.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Simular a propagação da onda de cheia utilizando dados topobatimétricos detalhados, caracterizando o cenário real;
- Simular a propagação da onda de cheia utilizando seções transversais prismáticas;
- Avaliar a influência da geometria no estudo hidrodinâmico de canais, pela comparação dos resultados obtidos nos dois cenários em estudo: condição real e seção prismática.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda os conceitos, instrumentos e técnicas mais relevantes para o desenvolvimento deste projeto.

2.1 BARRAGENS

Constante presente desde a antiguidade, o represamento de cursos d'água, para fins de reserva em períodos de estiagens, irrigação e controle de cheias, remonta ao ano 2000 a.C. A diversificação de seus usos veio ao final do século XIX, quando a energia hidrelétrica e a navegação se tornaram finalidades adicionais da construção de barragens (ICOLD, 2007).

Segundo Uemura et al. (2009), barragens são estruturas, geralmente construídas transversalmente a um rio, cujos objetivos encontram-se voltados para a geração de energia elétrica, a captação de água para abastecimento público, o controle de cheias e a navegação. Na mesma linha, Garcez (1962) define barragem como sendo um elemento estrutural construído em um curso d'água, transversalmente à direção do escoamento da corrente, sendo destinado à criação de um reservatório artificial, podendo atender uma ou a várias finalidades.

A potencialidade de recursos hídricos brasileira faz dessa uma prática comum em seu território, exercendo um papel importante na infraestrutura nacional. Dados do CBDB (2011) apontam que a primeira barragem construída no Brasil foi implantada em Recife, Pernambuco, no final do Século XVI, tendo sido concebida com o objetivo de represar um pequeno açude, denominado Apicucos. A implantação de barragens para aproveitamentos hidrelétricos, por sua vez, só foi possível ao final do Século XIX, com o surgimento de pequenas usinas para suprimento de cargas modestas e localizadas.

Atualmente, o Brasil conta com 1.173 usinas em operação, totalizando 92.431.331kW de potência instalada. Para os próximos anos, prevê-se um acréscimo de 18.085.537kW na capacidade de geração do país, provenientes de 50 aproveitamentos em construção e 176 em fase de iniciação (ANEEL, 2015). Dessa forma, a participação da energia hídrica na matriz energética nacional é da ordem de 30%, gerando cerca de 70% de toda a eletricidade produzida no Brasil.

Neste contexto, a operação de empreendimentos desta natureza representa um tema de suma importância, seja para o atendimento dos múltiplos usos do reservatório, quanto para a gestão eficiente do mesmo,

garantindo sua operação em níveis aceitáveis de risco para a população e o meio ambiente.

2.2 SEGURANÇA DE BARRAGENS

Embora agreguem diversos benefícios à sociedade, a construção de barragens deve constituir objeto de estudo e avaliação crítica, uma vez que não estão livres de acontecimentos diversos, podendo ocasionar comprometimentos à estabilidade de suas estruturas e levá-las a uma condição de colapso. O Ministério Nacional de Integração (2002) define o rompimento de uma barragem como sendo a perda de sua integridade estrutural, acarretando na liberação incontrolável do conteúdo de seu reservatório, mediante seu colapso total ou de alguma parte dela. As vazões e os níveis resultantes desse processo podem ser muito superiores às máximas naturais no trecho à jusante do reservatório, gerando sérios danos a estas regiões.

Característica intrínseca dos empreendimentos de grande porte, o risco é conceituado pela UNDP (2004) como a probabilidade de consequências prejudiciais ou perdas resultantes da interação entre perigos naturais e os sistemas humanos. Veyret et al. (2007), por sua vez, o define como a proximidade de um dano ou adversidade que pode afetar a vida dos homens. No caso de projetos de barragens, os riscos podem se tornar mais complexos e limites de aceitação devem ser estabelecidos pelos órgãos regulamentadores (ICOLD, 1998).

Neste contexto, Collischonn et al. (1997) salienta que a possibilidade de rompimento de uma barragem é uma fonte de risco potencial para a população, bem como para os aproveitamentos hídricos do vale à jusante. Este é um ponto importante na segurança de barragens, haja vista que tal risco engloba perdas econômicas, ambientais e humanas, atingindo populações que se consideram a salvo das cheias e bens materiais diversos. Desta forma, as consequências do rompimento de qualquer barragem devem ser analisadas com o objetivo de determinar regras operacionais de reservatórios, planos de evacuação da população e critérios para a ocupação das áreas que podem ser atingidas. (COLLISCHONN et al., 1997).

2.2.1 Histórico de ruptura de barragens

Analisando historicamente o problema, constata-se que, só no século XX, foram registrados cerca de 200 acidentes graves com

barragens no mundo, totalizando mais de 8.000 mortos e prejuízo de milhões de dólares (SINGH, 1996).

De acordo com Graham (1998), a maior catástrofe mundial de rompimento de barragens ocorreu na China, em agosto de 1975, com o rompimento das barragens de Banqiao e Shimantan, culminando com a ruptura de várias barragens menores. Dados expostos por McCully (2001) apud Zuffo et al. (2009) totalizam 230.000 mortes decorrentes das inundações geradas pelo galgamento destas barragens e das 62 menores a sua jusante.

Na Europa, a pior catástrofe registrada ocorreu em outubro de 1963, na Itália, com o galgamento do barramento de Vajont. Este evento resultou do deslizamento de uma rocha na parede do reservatório, gerando uma onda de cheia que matou mais de 2.600 pessoas na região de Longarone, a jusante do barramento.

O Brasil não está livre destes episódios. Vários rompimentos ocorreram ao longo do tempo em seu território, forçando as autoridades responsáveis a tomarem uma atitude quanto à situação. De acordo com Menescal et al. (2005) no Brasil já existem registros de pelo menos 400 acidentes envolvendo barragens.

Um dos primeiros casos registrados ocorreu, em 1960, na barragem de Orós, Ceará, com um número de vítimas não oficial estimado em 1.000 pessoas. Embora este caso tenha sido um importante marco na conjuntura dos acidentes brasileiros, foi somente nos últimos anos, com o colapso das barragens da Mineração Rio Verde, em 2001, da indústria Cataguases de papel, em 2003, e de Camará, em 2004, que a sociedade brasileira foi alertada para o problema.

Ocorrido em março de 2003 no município de Cataguases, Minas Gerais, o rompimento de um dos reservatórios de rejeitos da indústria Cataguases culminou com a liberação de 400 milhões de litros de lixívia (seiva de eucalipto), segundo informações da própria empresa¹. A poluição atingiu o córrego Cágados e depois o rio Pomba, em Minas Gerais, que por sua vez contaminou o rio Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro, chegando até ao mar. (GONÇALVES et al., 2003).

Localizada na Paraíba, a barragem de Camará entrou em colapso em junho de 2004, provocando danos por cerca de 20km a jusante de seu barramento. No momento da ruptura, o reservatório liberou para jusante, aproximadamente, 17hm³ (MENESCAL et al., 2005). Segundo Valencio (2006), a onda de cheia gerada provocou 6

¹ Disponível em <<http://www.florestalcataguazes.com.br/page4.html>>, Acesso em 1 de maio de 2015.

mortes, mais de 3.000 desabrigados e destruiu centenas de casas nas cidades de Mulungu e Alagoa Grande.

Um dos casos mais recentes ocorridos no Brasil consiste no da barragem São Francisco, da Mineração Rio Pomba. Esta rompeu no dia 10 de janeiro de 2007, na cidade de Miraf, Minas Gerais, despejando mais de dois milhões de m³ de lama oriunda do beneficiamento da bauxita, alagando várzea e residências a jusante, deixando cerca de 60 desabrigados e 765 moradores desalojados (VIANA, 2012).

Apesar das perdas econômicas geradas pela interrupção nas operações da barragem, observa-se que é no vale a jusante onde se situam as principais consequências de um acidente. Neste sentido, faz-se necessário analisar como se dá o rompimento, bem como o comportamento da onda de cheia e delimitação das áreas de inundação.

2.2.2 Política Nacional de Segurança de Barragens

Instituída no dia 20 de setembro de 2010, a Lei nº 12.334 estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Esta legislação tem como objetivo garantir a observância de padrões mínimos de segurança de barragens, de forma a possibilitar a redução de acidentes e suas consequências, visando à proteção da população e do meio ambiente.

A Lei nº 12.334 aplica-se às barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características:

- I. Altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m (quinze metros);
- II. Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000m³ (três milhões de metros cúbicos);
- III. Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- IV. Categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 6º.

Dentre os instrumentos da referida legislação, cabe salientar a classificação de barragens por categoria de risco e dano potencial associado (DPA) e a confecção do Plano de Segurança de Barragem

(PSB), onde constam as Inspeções Regulares Especiais (IRS), o Plano de Ações de Emergência (PAE) e a Revisão Periódica de Segurança (RPS).

2.3 HIDROGRAMA DE RUPTURA

Segundo ICOLD (1998) apud Brasil et al. (2005), o estudo do rompimento hipotético de uma barragem pode ser realizado em quatro etapas distintas: i) determinação do hidrograma de ruptura; ii) propagação da onda de cheia; iii) mapeamento de áreas potencialmente inundáveis; e iv) elaboração do Plano de Ações Emergenciais (PAE). Cabe salientar que, para o presente estudo, não foi abordada a geração de mapas de inundação e a elaboração de um plano de contingência.

2.3.1 Vazão de pico e tempo de formação da brecha

O rompimento de uma barragem pode ocorrer de forma gradual ou instantânea. Esta variação está condicionada ao tipo de estrutura e a causa da falha. De acordo com Lauriano et al. (2009), a hipótese de ruptura completa e instantânea configura a pior situação possível, sendo utilizada para barragens de concreto em arco, ou quando se deseja o cenário mais conservador sob o ponto de vista da segurança. Esta hipótese, contudo, não se aplica às barragens de terra e enrocamento, onde a ruptura ocorre de forma progressiva, ou de concreto em gravidade, onde pode ocorrer o rompimento parcial e instantâneo da estrutura.

O conhecimento dos tipos de barragem e do processo de ruptura a qual estão sujeitas é de grande importância para a definição da magnitude, duração e forma do hidrograma defluente no momento do rompimento. Estes dados podem ser obtidos mediante o uso de formulações matemáticas deduzidas por autores diversos.

Na Tabela 1 são apresentadas equações empíricas utilizadas para a determinação da vazão de pico em barragens de terra e enrocamento, enquanto a Tabela 2 e Tabela 3 reúnem as equações utilizadas para a definição do tempo de formação da brecha e a sua largura média, respectivamente.

Tabela 1. Formulações matemáticas para a determinação da vazão de pico.

Referência	Equação
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1,268 \times (h_w + 0,3)^{2,5}$
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 \times (h_w)^{1,6}$
Hagen (1982)	$Q_p = 0,54 \times (S \times h_d)^{0,5}$
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = 19,1 \times (h_w)^{1,85}$
Singh e Snorrason (1984)	$Q_p = 13,4 \times (h_d)^{1,89}$
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,154 \times (V_w \times h_w)^{0,412}$
Costa (1985)	$Q_p = 1,122 \times (S)^{0,57}$
Evans (1986)	$Q_p = 0,72 \times (V_w)^{0,53}$
Froehlich (1995b)	$Q_p = 0,607 \times (V_w^{0,295} \times h_w^{1,24})$

Fonte: Adaptado de WAHL (2004).

Tabela 2. Formulações matemáticas para o tempo de formação da brecha

Referência	Equação
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0,0159 \times V_{er}^{0,364}$
Froehlich (1995a)	$t_f = 0,00254 \times (V_w^{0,53} \times h_b^{-0,9})$
Bureau of Reclamation (1988)	$t_f = 0,011 \times (B_{avg})$

Fonte: Adaptado de WAHL (2004).

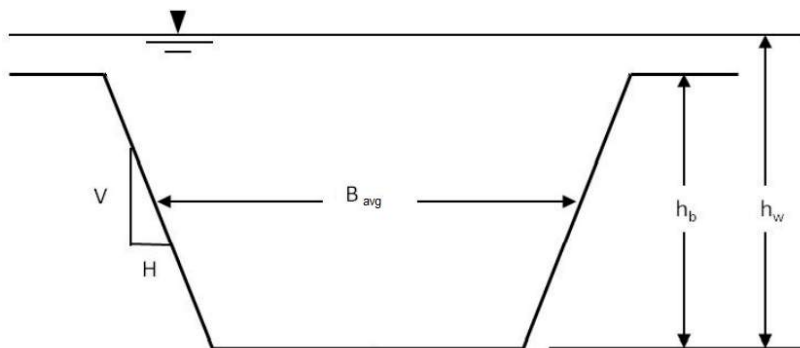
Tabela 3. Formulações matemáticas para a largura média da brecha.

Referência	Equação
Froehlich (1995a)	$B_{avg} = 0,1803 \times K_o \times V_w^{0,32} \times h_b^{0,19}$
Bureau of Reclamation (1988)	$B_{avg} = 3 \times h_w$

Fonte: Adaptado de WAHL (2004).

Onde, B_{avg} representa a largura média da brecha (m); h_b é a altura da brecha (m); h_d é a altura da barragem (m); h_w é a altura d'água acima da brecha no momento da ruptura (m); Q_p é a vazão de pico (m^3/s); S é o volume do reservatório (m^3); t_f é o tempo de formação da brecha (h); K_o é um fator multiplicador, sendo 1,4 para *overtopping* (galgamento) e 1,0 para *piping* (erosão); V_{er} é o volume de material erodido na barragem (m^3); e V_w é o volume de água armazenada acima da brecha no momento da ruptura (m^3).

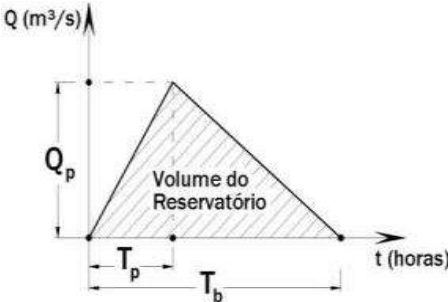
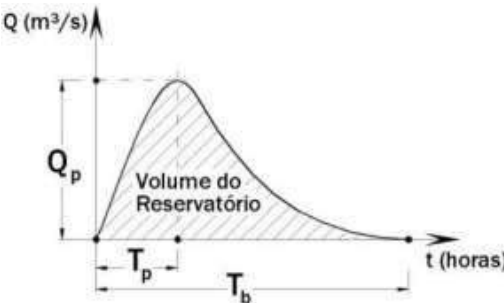
A Figura 1 ilustra os parâmetros geométricos da brecha.

**Figura 1. Parâmetros geométricos da brecha.**

Fonte: Adaptado de USACE (2014).

Para representar o tempo de esvaziamento do reservatório, tipos simplificados de hidrogramas podem ser utilizados. Na Tabela 4 encontram-se expostos dois modelos, o hidrograma triangular simplificado e o hidrograma com decaimento parabólico.

Tabela 4. Modelos de hidrograma simplificado de ruptura.

Referência	Equações
<p>Hidrograma triangular simplificado</p> <p>Mascarenhas (1990)</p>	 $Q_p = \frac{2 \times V}{T_b}$ $Q(t) = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T_p$ $Q(t) = Q_p - Q_p \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } t \geq T_p$
<p>Hidrograma com decaimento parabólico</p> <p>Barfield et al.(1981)</p>	

Referência	Equações
	$Q_p = \frac{2 \times V}{T_b}$ $Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) \times e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^{-k}$

Fonte: Adaptado de LAURIANO et al. (2009).

Onde, Q_p representa a vazão de pico (m^3/s); V é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura (m^3); T_p é o tempo de pico do hidrograma (s); T_b é o tempo de base do hidrograma (s); t é a variável independente relativa ao tempo (s); e k é o fator de ponderação, variando entre 0,01 e 0,5. Este deve ser calibrado, de modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume armazenado no momento do colapso.

2.4 GEOMETRIA DE CANAIS

Definidos por Chow (1959) como condutos no qual o fluxo d'água flui com uma superfície livre, os canais abertos podem ser classificados, quanto a sua origem, como naturais ou artificiais. Desta forma, os canais naturais incluem todos os cursos d'águas que existem de maneira natural na terra, como rios e córregos, enquanto os artificiais são aqueles construídos e desenvolvidos mediante esforço humano, tais como canais de irrigação, galerias e aquedutos.

De acordo com sua geometria, os canais naturais podem ser prismáticos e não prismáticos. Um canal é dito prismático, quando sua declividade e seção transversal são constantes ao longo de todo seu percurso. Caso isso não ocorra, denomina-se não prismático (PORTO, 2006).

Independente de seu formato, a geometria da seção e a declividade de interesse são descritas mediante uma série de parâmetros (Figura 2). Neste contexto, Chow (1959) lista os principais elementos geométricos das seções do canal:

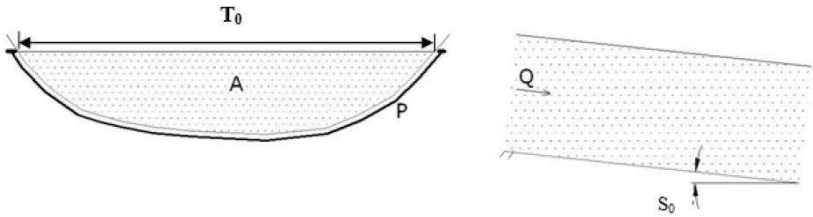
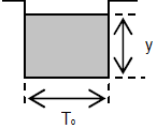
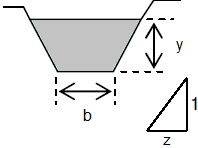


Figura 2. Elementos geométricos do canal.

Fonte: ROCHA et al. (2009).

Tabela 5. Exemplo de geometria da seção transversal.

Seção transversal	Área (m²)	Perímetro molhado (m)
 Retangular	$A = T_o \times y$	$P = T_o + 2 \times y$
 Trapezoidal	$A = (b + z \times y) \times y$	$P = b + 2 \times y \sqrt{1 + z^2}$

Fonte: Adaptado de CHOW (1959).

- a) **Profundidade** (y): Distância vertical do ponto mais profundo da seção do canal até a superfície livre (m);
- b) **Largura** (T_o): Largura da seção do canal na superfície livre (m);
- c) **Declividade de fundo** (S_o): Declividade longitudinal do canal (m/m);
- d) **Área molhada** (A): Área da seção transversal do canal, ocupada pelo líquido, perpendicular à direção de escoamento (m²);

- e) **Perímetro molhado (P)**: Comprimento da linha de intersecção da superfície do canal molhado com um plano da seção transversal perpendicular à direção do fluxo. A superfície livre não faz parte do perímetro molhado (m);
- f) **Raio Hidráulico (R_H)**: Razão entre a área molhada e o perímetro molhado (m).

$$R_H = \frac{A}{P} \quad (1)$$

Para canais com larguras muito superiores à altura da lâmina d'água ($T_o \gg y$), assume-se que o raio hidráulico da seção seja aproximadamente igual a sua profundidade ($R_H \cong y$). Isto é válido, uma vez que, para canais largos, pode-se desprezar a contribuição das paredes laterais, considerando apenas o atrito existente no fundo, para o cálculo das forças de resistência. (GOMES, 2003).

2.5 SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA

Os modelos hidrodinâmicos são empregados para investigar e representar os processos de escoamento em rios, lagos, estuários e estruturas hidráulicas. Estes consistem em modelos numéricos, baseados em conceitos físicos, desenvolvidos para reproduzir da melhor forma possível o comportamento do fluxo d'água. (SALVINO, 2012).

2.5.1 Modelo numérico HEC-RAS

O HEC-RAS é um modelo unidimensional, de fundo fixo, capaz de efetuar os cálculos dos perfis d'água em escoamento permanente e não permanente, para canais com superfície livre. O cálculo destes perfis pode ser efetuado em regimes subcríticos, supercrítico e misto, onde poderão ocorrer mudanças de regime supercrítico para subcrítico ou de subcrítico para supercrítico (USACE, 2010).

A formulação hidrodinâmica do HEC-RAS baseia-se nas equações da conservação da massa e do momento unidimensional. As equações de momento também são utilizadas em situações onde o perfil da superfície d'água varia rapidamente, como em ressaltos hidráulicos, obstruções (expansões e contrações do fluxo), confluências de rios e

estuários (USACE, 2010). Aliado a isto, o HEC-RAS possibilita avaliar eventos de ruptura de barragens e a propagação dinâmica da onda de cheia ao longo do vale à jusante.

Os principais dados de entrada deste modelo são: geometria do canal, condições de contorno, contribuição do fluxo lateral e valores de rugosidade para o coeficiente de Manning.

Para obtenção de sua solução hidráulica, a formulação do HEC-RAS é baseada nas equações da conservação do momento de St. Venant (Eq.2), enquanto a capacidade de transporte das formulações hidráulicas, por sua vez, é baseada em experimentos de cunho unidirecional (1D), segundo a fórmula de Gauckler-Manning (Eq. 3).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{|Q|Q}{K^2} + q \frac{Q}{A} = 0 \quad (2)$$

$$T_o \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

Onde, Q representa a vazão (m³/s); h é a altura da coluna d'água (m); x é a distância ao longo do rio (m); t é o tempo (s); A é a área da seção de escoamento (m²); T_o é a largura da superfície d'água (m); K é capacidade de transporte (m³/s); g é a aceleração da gravidade (m/s²); q é o fluxo lateral (m³/s/m); e β é o fator de distribuição do fluxo (adimensional).

$$v = \frac{1}{n} I_o^{\frac{1}{2}} R_H^{\frac{2}{3}} \quad (3)$$

Onde, v é a velocidade (m/s); n é o coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional); I_o é a declividade do escoamento (m/m); e R_H é o raio hidráulico (m).

Auxiliando o uso desta ferramenta, tem-se o HEC-GeoRAS. Este consiste em um modelo de geoprocessamento de dados, permitindo a manipulação e o armazenamento de informações espaciais num banco de dados vinculado a um SIG (Sistema de Informações Geográficas). Este programa consiste em uma extensão do HEC-RAS, fornecendo dados de entradas ao modelo, bem como o pós-processamento dos resultados gerados por ele.

2.6 ANÁLISE ESTATÍSTICA

De acordo com Weber (2006), o objetivo da estatística consiste em obter, organizar e analisar dados, bem como determinar suas correlações e fazer previsões. Na mesma linha, Johnson e Leone (1964) apud Weber (2006), dividem esta ciência em três partes: i) estatística descritiva, compreendendo a organização, resumo e simplificação das informações analisadas; ii) estudo de probabilidade; e iii) interferência estatística, cujo intuito é o de análise e interpretação dos dados amostrais. Em suma, a estatística representa a área do conhecimento que utiliza teorias probabilísticas para explicação de eventos, estudos e experimentos.

2.6.1 Distribuição de probabilidades

Uma distribuição de probabilidades representa uma distribuição de frequências relativas para os resultados de um espaço amostral (PAGANO et al. 2003). Isto é, expõe a quantidade de vezes em que uma variável aleatória tende a assumir determinados valores. Consoante Naghettini et al. (2007), uma variável aleatória é dita contínua quando os números reais, associados a um evento de espaço amostral, possam ser representados por infinitos valores.

Neste contexto, uma função densidade de probabilidade pode ser utilizada para descrever a distribuição de probabilidades de uma variável aleatória contínua. Anderson et al. (2008) descrevem a função densidade de probabilidade contínuas (FDP) como limites de uma infinita sequência de distribuições discretas, cujas variáveis formam um conjunto enumerável de valores.

Para uma variável aleatória contínua, tais distribuições devem atender certas condições (MONTOMERY et al., 2003):

$$\text{a) } f(x) \geq 0 \quad (4)$$

$$\text{b) } \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1 \quad (5)$$

$$\text{c) } P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (6)$$

Resumidamente, uma função densidade de probabilidade fornece uma descrição simples das probabilidades associadas a uma variável aleatória, desde que: a) sua função, para todos os valores de x , seja não negativa; b) a área entre a curva representativa da função, em todo seu intervalo, seja igual a 1; e c) a probabilidade de uma variável aleatória assumir determinado valor em um intervalo seja dada pela área sob a região plana delimitada pela função nesse intervalo.

Uma aproximação da função densidade de probabilidade é dada pelo histograma (MONTOMERY et al., 2003). Desta forma, cada barra do gráfico corresponde à frequência relativa dos valores naquele intervalo. Ou seja, representa a probabilidade do valor estar no intervalo analisado.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ÁREA DE ESTUDO

3.1.1 Usina Hidrelétrica de Tucuruí

Localizada na latitude $03^{\circ}45'$ sul e longitude $49^{\circ}41'$ oeste, porção norte do território brasileiro, a UHE Tucuruí situa-se no rio Tocantins, município de Tucuruí, estado do Pará.

Gerado pela confluência dos rios Maranhão e Paraná, o rio Tocantins possui uma extensão total de 1.700km e uma declividade média de 14,4cm/km, indo da foz até a cidade de Abaetetuba/PA. A bacia do rio Tocantins drena uma área equivalente a 758.000km² no eixo do barramento da UHE Tucuruí (LARA et al., 2014).

Caracterizada por ser a primeira hidrelétrica de grande porte construída na Amazônia brasileira, a usina possui uma potência total de 8.370MW, construída em duas etapas distintas, totalizando 4.275MW de potência instalada na primeira etapa e 4.125MW na segunda, concluída em abril de 2007.



Figura 3. UHE Tucuruí.

Fonte: Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.²

O aproveitamento hidrelétrico do rio Tocantins possui uma extensão total de 7.052m, sendo 5.308m referentes à barragem de terra e

² Disponível em: <<http://www.eln.gov.br/opencms/opencms/pilares/geracao/estados/para/>>
Acesso em 5 de junho de 2015.

enrocamento e 1.744m pertencentes à barragem de concreto em gravidade. A altura do barramento é de 95m, estando sua crista situada na cota 78m.

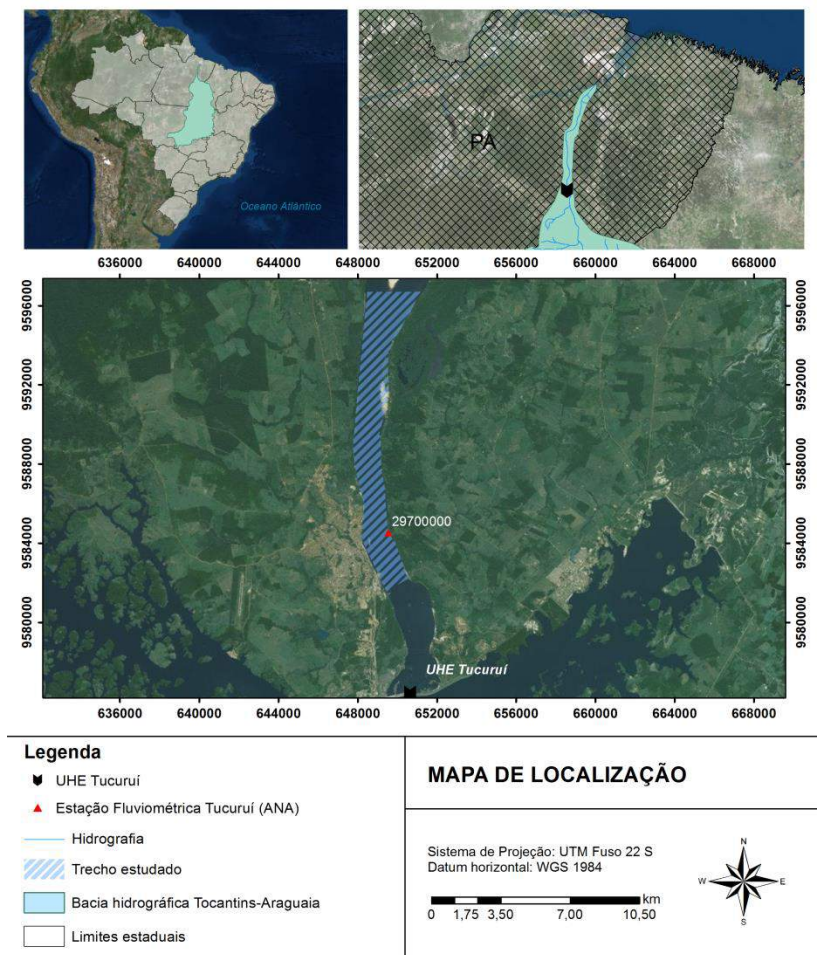
A Figura 4 ilustra a localização do empreendimento. Dados específicos da UHE Tucuruí encontram-se organizados na Tabela 6. Demais informações sobre a usina são disponibilizadas nos anexos deste projeto.

Tabela 6. Ficha técnica da UHE Tucuruí.

Dados da barragem	
Tipo	Gravidade
Material	Concreto, Terra e Enrocamento
Altura da barragem	95,00 m
Comprimento da crista	7.052,00 m
Cota da Crista	78,00 m
Vazões características	
Vazão Média Longo Termo	11.107,00 m ³ /s
Vazão do Vertedouro	110.000,00 m ³ /s
Tempo de recorrência	10.000 anos
Reservatório	
NA <i>Máximo Maximorum</i>	74,00 m
NA Mínimo operacional	51,60 m
Área do reservatório na cota 74,00 m	3007 km ²
Volume útil na cota 74,00 m	38.970 x 10 ⁶ m ³
Volume total na cota 74,00 m	50.280 x 10 ⁶ m ³

Fonte: Adaptado de ANEEL (2011)

Com base nos dados expostos, observa-se que a UHE Tucuruí encaixa-se dentro das características prescritas pela legislação de Segurança de Barragens, Lei nº 12.334/2010, estando sujeita aos seus regulamentos.



Informações adicionais:

Fonte hidrografia: ANA, 2010
Escala: 1:250.000

Imagem de fundo: Banco de dados ArcGIS 10

Figura 4. Localização da UHE Tucuruí.

Fonte: Autora.

3.1.2 Área a jusante da barragem

A área de estudo delimitada para este projeto está compreendida entre a UHE Tucuruí e o povoado de Pederneira, município de Tucuruí/PA, região do baixo Tocantins. Nesse trecho, o rio Tocantins

percorre, aproximadamente, 14km de extensão e possui largura média de 1,53km.

O trecho a jusante do aproveitamento hidrelétrico é caracterizado por ocupações rurais e uma importante área urbana, o município de Tucuruí/PA. Nesta localidade observa-se o aglomerado de edificações na margem esquerda do canal. Enquanto as demais regiões apresentam pequenos povoados e esparsa vegetação. (Figura 4)

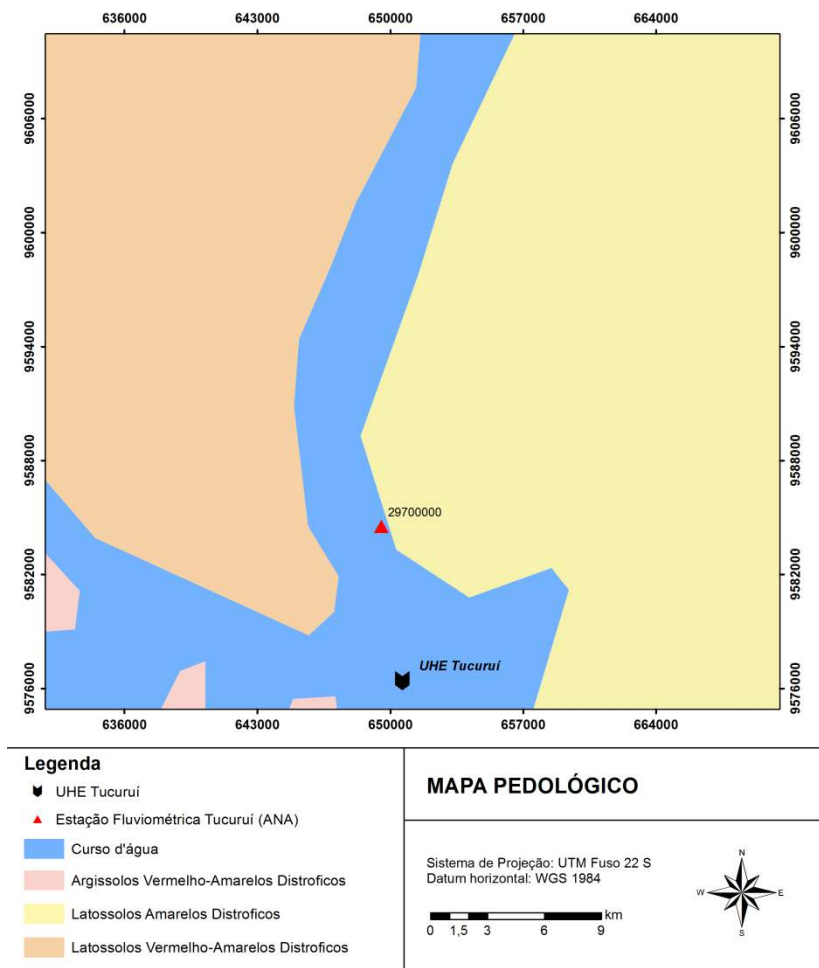
A caracterização das margens do rio Tocantins foi realizada com o auxílio de imagens de satélite (*Google Earth Pro*). Esta análise é de suma importância para a simulação hidrodinâmica, haja vista que o coeficiente de Manning, parâmetro de entrada do modelo para os cálculos de perda de carga, é adotado a partir das características do canal e suas margens.

3.1.2.1 Pedologia

Os solos de maior evidência na região são Latossolos Amarelos e Vermelho-Amarelos, com texturas variáveis de média a argilosa (Figura 5). Em geral são solos profundos e bem drenados, possuem baixa fertilidade natural e boas características físicas, estando associados a relevos planos ou suavemente ondulados (MMA, 2006).

3.1.2.2 Geologia

O contexto geológico predominante no trecho analisado inclui embasamentos mesozóicos (M1), formados por sedimentos argilosos, arenosos e cascalhos, bem como sucessões cenozóicas (C1) constituídas por sedimentos arenosos e argilosos (Figura 6).



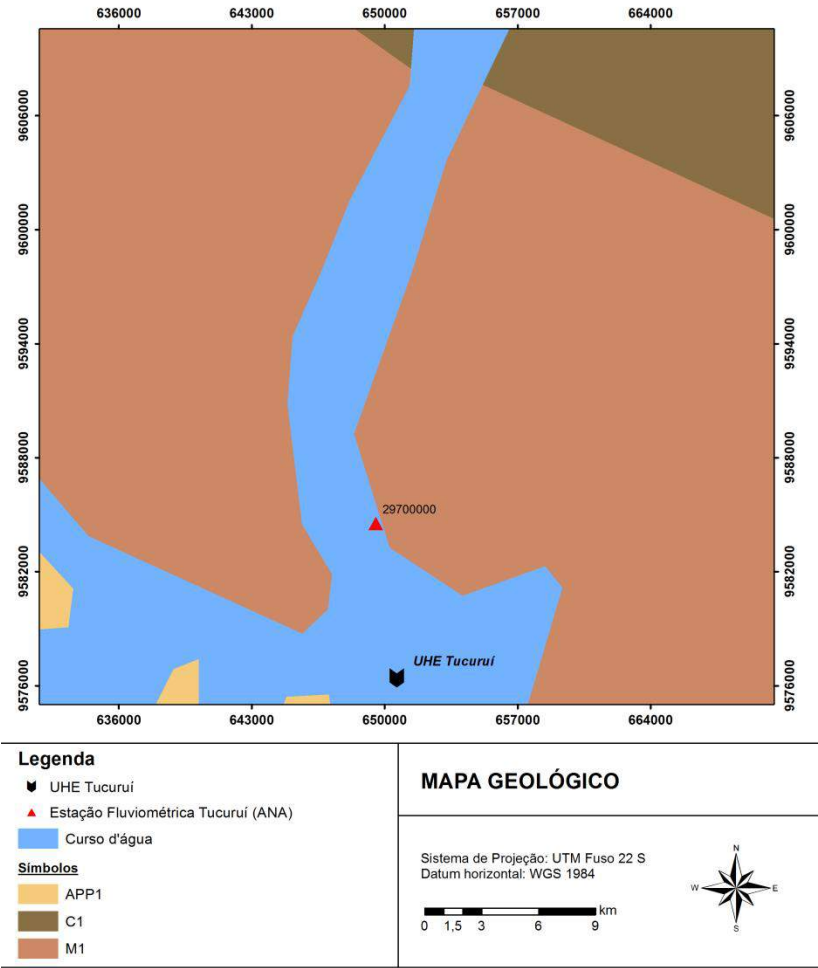
Informações adicionais:

Fonte pedologia: EMBRAPA, 2004

Escala: 1:5.000.000

Figura 5. Mapa pedológico.

Fonte: Autora.



Informações adicionais:
Fonte geologia: IBGE, 2003
Escala: 1:1.000.000

Figura 6. Mapa geológico.
Fonte: Autora.

3.1.2.3 Aspectos Climáticos

De acordo com a classificação climática de Köppen (1948) apud Aguiar et al. (2015), o município de Tucuruí apresenta um clima

tropical úmido de monção (Am), com temperaturas médias anuais variando entre 26°C a 27°C.

A região é dotada de estações bem definidas, sendo o período de chuva representado pelos meses de janeiro a abril e estiagem entre os meses de maio a dezembro. No rio Tocantins, em geral, as maiores vazões ocorrem entre os meses de fevereiro e abril, enquanto as menores concentram-se nos meses de setembro e outubro.

A precipitação média na bacia do rio Tocantins é de 1.890 mm/ano, chegando a 2.565mm no litoral do Pará. A evapotranspiração real média está na faixa de 1.200mm/ano e o coeficiente médio de escoamento superficial é de aproximadamente 0,30 (MMA, 2006).

3.2 FLUXOGRAMA METODOLÓGICO

Esta seção do documento apresenta a metodologia empregada para o processamento dos dados de entrada e saída, bem como para o desenvolvimento do modelo numérico HEC-RAS.

A Figura 7 ilustra de maneira objetiva o fluxo de atividades e informações do presente estudo.

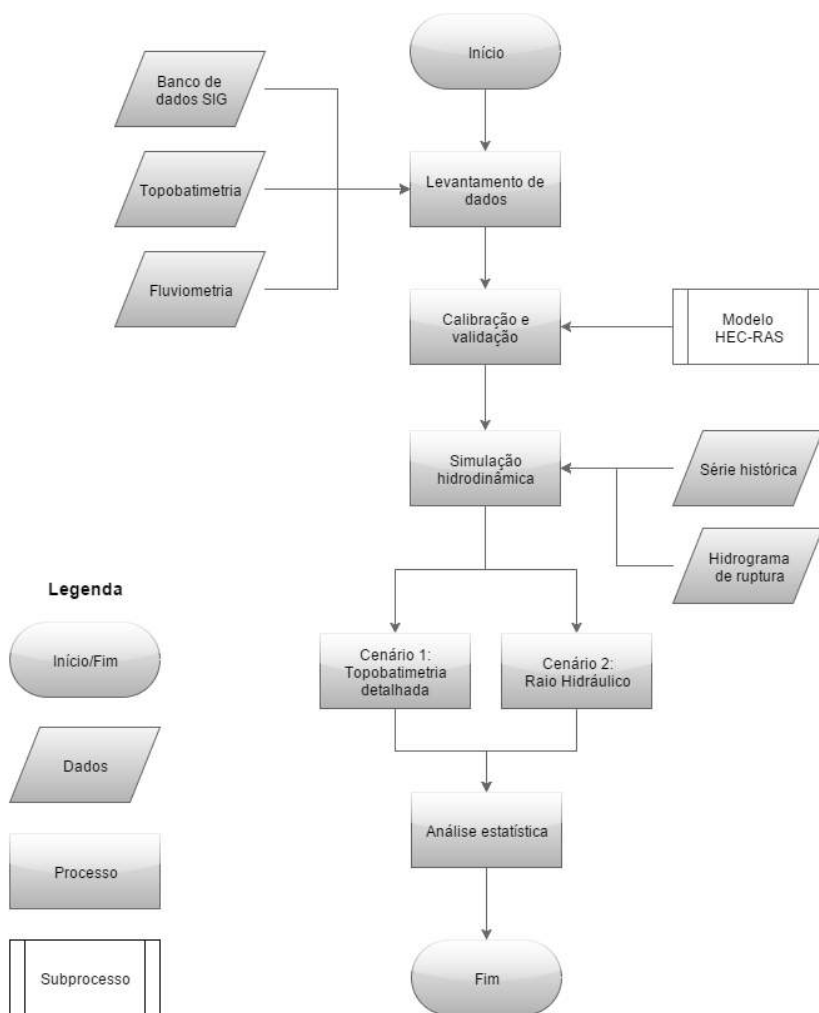


Figura 7. Fluxograma de atividades.

Fonte: Autora.

A Tabela 7 reúne os dados empregados para o desenvolvimento do projeto. As informações são provenientes de base de dados oficiais do Governo Federal e de levantamentos cedidos pela empresa Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

Tabela 7. Fontes dos dados.

Tipo de Base	Variável	Classificação
Hidrológico (CPRM/ANA)	Série histórica Fluviométrica Tucuruí (29700000)	Consistido
Hidrológico (Eletronorte/ANA)	Série histórica Fluviométrica Tucuruí barramento (29680080)	Consistido
Topográficos (Eletronorte)	Levantamento multifeixe de alta resolução	Consistido
Topográficos (Embrapa)	Modelos Numéricos de Elevação (SRTM - NASA)	Consistido

Fonte: Autora.

3.3 DADOS FLUVIMÉTRICOS

Para o desenvolvimento do estudo hidrodinâmico do trecho de aproximadamente 14km do rio Tocantins, entre a UHE Tucuruí e o povoado de Pederneira/PA, foram empregadas informações de vazão e nível d'água. Estas são provenientes das estações fluviométricas Tucuruí barramento (29680080) e Tucuruí (29700000), respectivamente. Ambas disponibilizadas no banco de dados institucional da Agência Nacional de Águas (ANA). A Tabela 8 resume as estações empregadas no projeto.

Tabela 8. Estações fluviométricas.

Código	Nome	Operador	Rio
29680080	UHE Tucuruí Barramento	Eletronorte	Tocantins
29700000	Tucuruí	CPRM	Tocantins

Fonte: Adaptado de ANA (2010).

A análise hidrodinâmica foi realizada para os anos de 2000 a 2005, excluindo-se, com isso, as séries de dados não consistidos e com eventuais falhas. As séries temporais de vazão e nível d'água utilizadas no estudo estão representadas na Figura 8 e Figura 9.

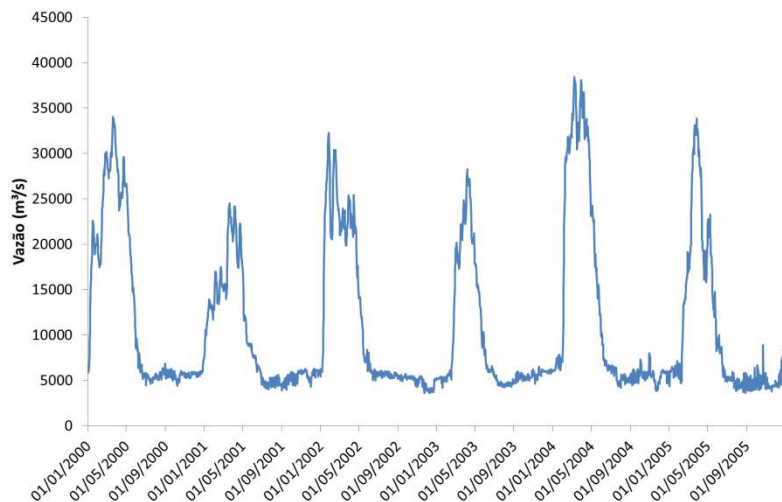


Figura 8. Série temporal de vazão - Estação 29680080.

Fonte: Adaptado de ANA (2010).

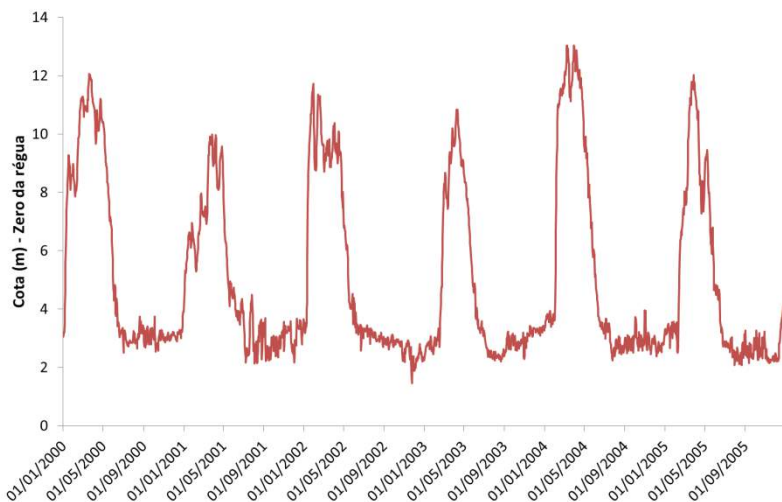


Figura 9. Série temporal de nível - Estação 29700000.

Fonte: Adaptado de ANA (2010).

Cabe ressaltar que os níveis d'água expostos pela Figura 9 encontram-se representados em relação ao zero da régua limnimétrica da estação, sendo necessária a redução destes valores para o *datum* vertical

IBGE (Imbituba). Este processo de conversão do referencial vertical de nível foi realizado mediante o uso da relação abaixo:

$$H_{IBGE} = H_{Régua} + 1,34 \quad (7)$$

Onde, $H_{régua}$ é a leitura limnimétrica referenciada ao zero do lance de réguas da estação fluviométrica Tucuruí (m); e H_{IBGE} é a leitura limnimétrica convertida para o *datum* vertical IBGE (m).

Desta forma, com a conversão dos valores de nível, as leituras limnimétrica passaram a representar as cotas altimétricas da superfície d'água. A Figura 10 apresenta a série de dados corrigida.

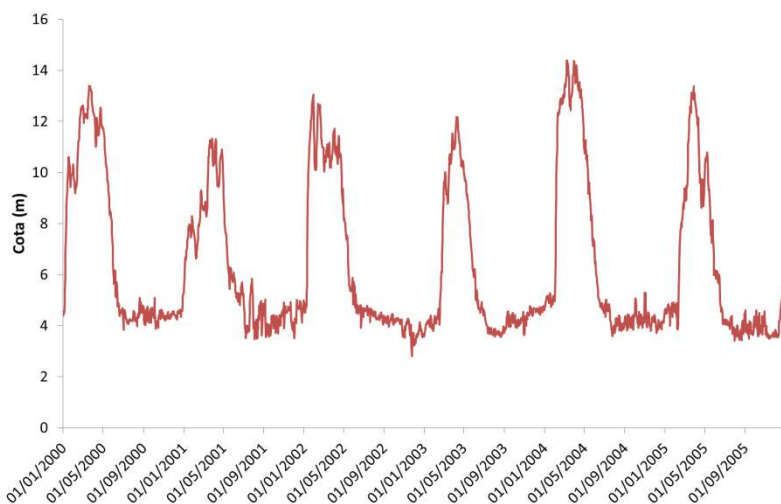


Figura 10. Série temporal de nível corrigida - Estação 29700000.

Fonte: Autora.

Realizada as devidas conversões, construiu-se a curva-chave referente à estação fluviométrica Tucuruí (29700000) (Figura 11). Esta foi utilizada na simulação dos cenários, bem como dado complementar na calibração e validação do modelo hidrodinâmico.

Para sua construção empregou-se o resumo de descarga líquida do posto fluviométrico 29700000. Dos 208 registros de medições, localizados no banco de dados institucional da ANA, 122 apresentaram nível de consistência bruto e 86 consistido. Sendo assim, de forma a

evitar inconsistências nos resultados, para as análises desta estação, utilizaram-se somente as informações consistentes.

O ajuste da curva-chave foi realizado com o auxílio da planilha eletrônica Microsoft Excel 2003, através do uso do algoritmo *Solver*. Abaixo é exposta a equação obtida.

$$Q = 156,72 \times (H + 1,63)^{1,95} \quad (8)$$

Onde, Q representa a vazão (m³/s) e H sua respectiva cota d'água (m).

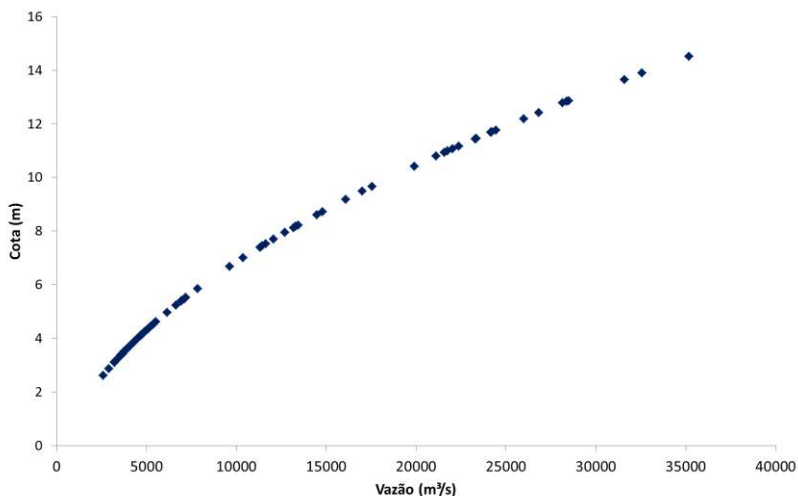


Figura 11. Curva-chave - Estação 29700000.

Fonte: Autora.

Informações sobre a velocidade média do escoamento e a variação do coeficiente de Manning na estação fluviométrica de Tucuruí (29700000), encontram-se expostas na sequência (Figura 12 e Figura 13).

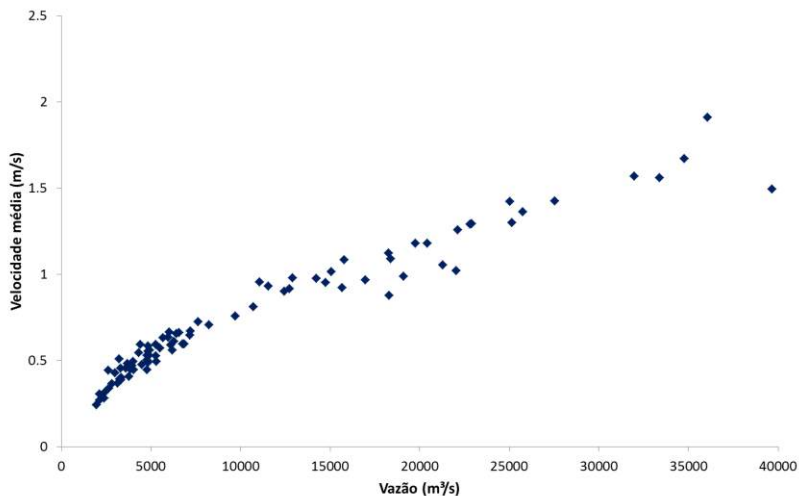


Figura 12. Velocidade média- Estação 29700000.

Fonte: Autora.

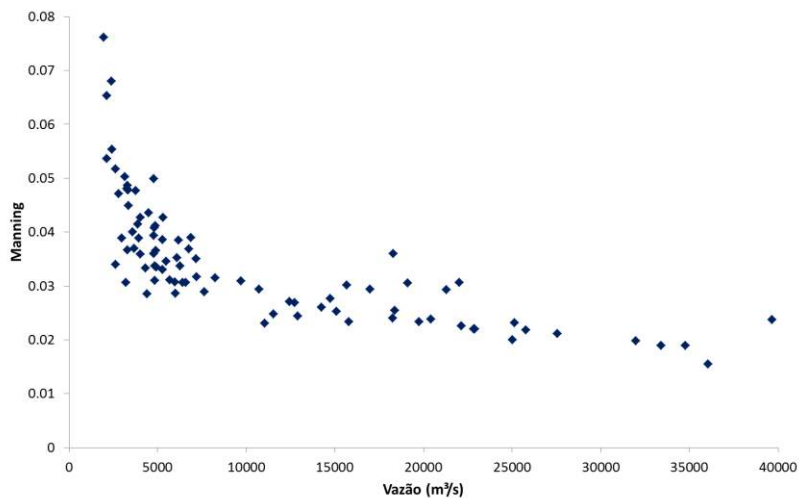


Figura 13. Variação do Manning- Estação 29700000.

Fonte: Autora.

Com isso, constata-se que as velocidades médias observadas no rio Tocantins apresentam um comportamento, aproximadamente, linear,

aumentando à medida que se tem um acréscimo de vazão. Desta forma, as velocidades no canal apresentam valores entre 0,24m/s e 1,91m/s.

Em contrapartida, observa-se um decréscimo da rugosidade no canal, à medida que a vazão no mesmo aumenta. Diferentemente do comportamento observado pelas velocidades de fluxo, o coeficiente de Manning sofre poucas modificações entre o intervalo de 10.000 m³/s a 40.000 m³/s, tendendo a valores próximos a 0,020.

A variabilidade do coeficiente de rugosidade de Manning foi calculada mediante o emprego da equação de Manning (Eq.9). As informações utilizadas neste cálculo são procedentes do resumo de descarga líquida da estação fluviométrica de Tucuruí (29700000).

$$\frac{n \times Q}{\sqrt{I_o}} = A \times R_H^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

Onde, Q é a vazão (m³/s); n é o coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional); I_o é a declividade do escoamento (m/m); A é a área molhada (m²) e R_H é o raio hidráulico (m).

3.4 DADOS TOPOBATIMÉTRICOS

Tendo em vista que a geometria do canal é o foco deste projeto, fez-se uso de dois cenários distintos:

- a) **Cenário 1 ou cenário real:** Representa a situação real do rio Tocantins, sendo utilizado, em sua construção, dados batimétricos de alta resolução;
- b) **Cenário 2 ou cenário prismático:** Simplifica a calha do rio Tocantins mediante a adoção de seções transversais retangulares.

Sendo assim, os dados topobatimétricos foram processados a partir de duas fontes: i) dados de radar do projeto SRTM/NASA; e ii) levantamento batimétrico de alta resolução fornecido pela Eletronorte S.A (Figura 14).

As imagens SRTM (*Shuttle Radar Topographic Mission*) foram disponibilizadas pela EMBRAPA com resolução espacial planimétrica de 90m. Por sua vez, as informações fornecidas pela Eletronorte S.A

foram obtidas através de levantamento batimétrico multifeixe com resolução média de 1m.

Os softwares de geoprocessamento disponibilizam vários algoritmos de interpolação para geração do modelo digital do terreno (MDT), podendo este ser construído mediante o uso de matrizes (grades retangulares regulares) ou triangulação (redes triangulares irregulares). Sabendo disto, para a geração dos dois modelos numéricos de terreno empregados neste estudo, fez-se uso da ferramenta TIN (*Triangulated Irregular Network*) disponível no ArcGIS 10.

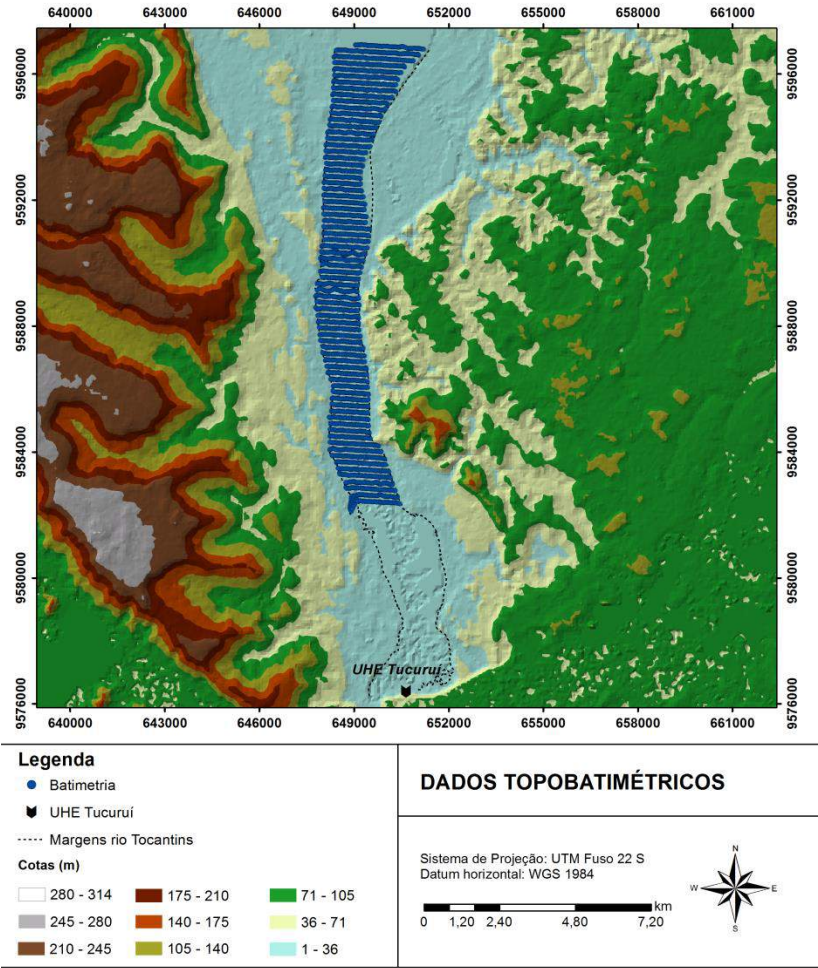
As margens do canal foram delimitadas com o auxílio de imagens de satélite (*Google Earth Pro*). Desta forma, garantiu-se a mesma largura da calha para ambos os cenários analisados.

3.4.1 Cenário 1 ou cenário real

O primeiro cenário de estudo foi obtido a partir da interpolação do levantamento batimétrico, elaborando um modelo digital de fundo. Desta forma, os pontos cotados, obtidos no levantamento batimétrico, foram processados em conjunto com as imagens SRTM disponibilizadas pela EMBRAPA.

Este processo iniciou-se pela vetorização em arquivo shapefile das imagens de radar SRTM/NASA, sendo sucedido pela junção destes com os vetores da batimetria levantada. Estando as informações unidas sob uma mesma base, utilizou-se a ferramenta TIN para a delimitação do modelo digital do terreno (MDT) referente ao cenário 1.

A Figura 15 ilustra os resultados processados, destacando a seção transversal localizada na estação fluviométrica de Tucuruí (29700000) e o perfil longitudinal do trecho em estudo.



Informações adicionais:

Modelo Numérico de Elevação: Resolução espacial 90m
Fonte: EMBRAPA, 2005

Levantamento batimétrico multifeixe: Resolução média 1m
Fonte: ELETRONORTE, 2012

Figura 14. Dados topobatimétricos.

Fonte: Autora.

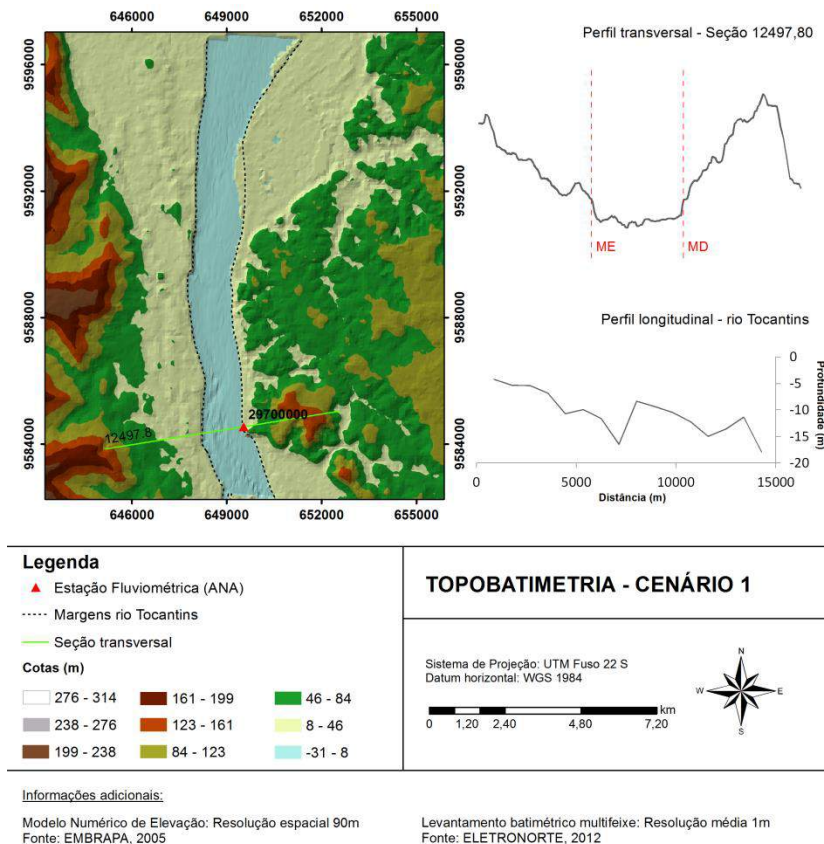


Figura 15. Topobatimetria processada - Cenário 1.

Fonte: Autora.

3.4.2 Cenário 2 ou cenário simplificado

A construção do segundo cenário foi realizada com base em três proposições: i) raio hidráulico é equivalente à altura da seção para canais cuja largura seja muito superior à profundidade; ii) definição da calha fluvial com base num raio hidráulico de referência, representado pela seção plena no perfil topobatimétrico da estação 29700000; e iii) simplificação dos perfis transversais adotando-se uma seção prismática com calha fluvial retangular. Estas premissas são muito utilizadas em projetos com modelagem hidrodinâmica, para rios de grande porte e

com escassez de informações topobatimétricas, sendo realizada a assimilação dos dados de relevo via sensoriamento remoto.

Dentre eles, pode-se citar o estudo realizado por Souza, Collischonn e Tucci (2007), onde se avaliou a capacidade de reprodução do comportamento hidrodinâmico do rio São Francisco via aquisição de dados remotos. Ou seja, utilizando-se, apenas, dados disponibilizados via internet, sem levantamento batimétrico complementar. Ainda que a metodologia aplicada tenha se mostrado positiva, estudos complementares devem ser realizados, de modo a verificar a aplicabilidade e limitações associadas ao emprego desta simplificação.

Neste contexto, para a delimitação dos perfis transversais do rio Tocantins, fez-se uso da última seção topobatimétrica medida no posto fluviométrica de Tucuruí (29700000), bem como do MDT obtido pelas imagens de radar SRTM/NASA. O perfil utilizado como seção de controle foi levantado pelo CPRM no dia 1 de novembro de 2014 às 7h00min (ANA, 2010).

De posse destas informações, somado aos dados de descarga líquida da estação 29700000 e medidas da largura do canal, foi possível obter a geometria dos perfis transversais do trecho analisado. Para tanto, fez-se a simplificação da calha do rio Tocantins por meio da adoção de uma geometria retangular. O acoplamento do fundo do canal com o modelo digital de terreno (MDT) foi realizado diretamente no software HEC-RAS 4.1 (Figura 16).

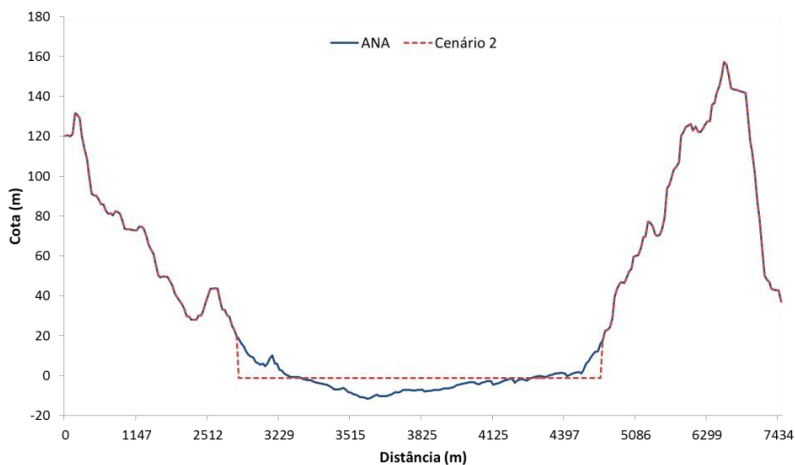


Figura 16. Acoplamento e ajuste do perfil transversal da estação 29700000.

Fonte: Autora.

Sabendo que a delimitação da calha fluvial do rio Tocantins foi realizada mediante a adoção de um raio hidráulico de referência, necessitou-se, inicialmente, identificar seu valor de maior representatividade na série histórica da estação 29700000. Ou seja, o valor correspondente à seção plena do perfil topobatimétrico no referido posto fluviométrico. Isto foi possível através da análise do comportamento do raio hidráulico e da área molhada na seção de controle. A Figura 17 expressa a relação entre estes parâmetros.

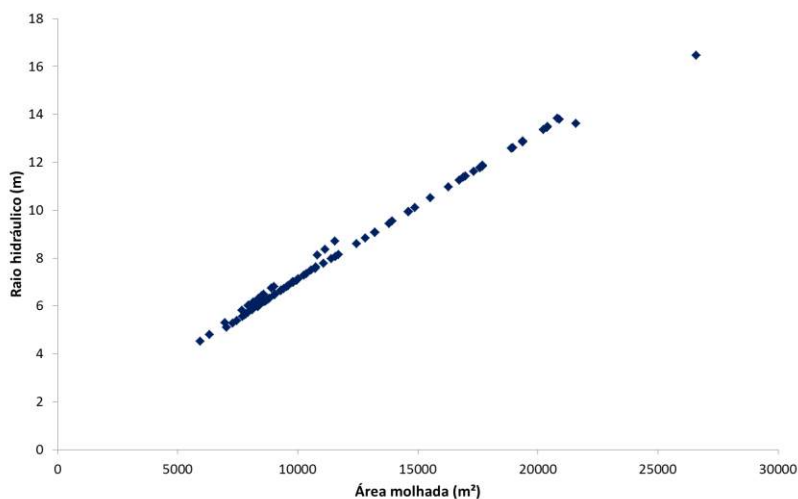


Figura 17. Relação R_H e Área molhada – Estação 29700000.

Fonte: Autora.

O comportamento linear da área molhada, à medida que o raio hidráulico aumenta, é alterado ao atingir 20.892m². Tendo em vista que a variação desta tendência pode estar associada a um extravasamento da calha do canal, adotou-se como raio hidráulico crítico o valor correspondente a esta área. As informações associadas a este ponto encontram-se expostas na Tabela 9.

Tabela 9. Parâmetros correspondentes ao raio hidráulico adotado.

Medição	Cota (m)	Q (m ³ /s)	A (m ²)	y (m)	R_H (m)
20/04/1982	12,77	18302	20892	14,08	13,79

Fonte: Adaptado de ANA (2010).

Onde, Q é a vazão (m^3/s); A é a área molhada (m^2); y representa a profundidade da seção transversal (m); e R_H é o raio hidráulico (m).

Identificado os valores base para delimitação das seções topobatimétricas do modelo, a cota de fundo foi obtida pela diferença entre a profundidade do perfil transversal e a cota d'água associada ao raio hidráulico crítico. Neste caso, tem-se, para a seção de controle, uma cota de fundo de -1,31m. O mesmo procedimento foi adotado às demais seções transversais do modelo.

Considerando que a calha do canal fluvial possui geometria retangular (Tabela 5), a profundidade da seção topobatimétrica foi calculada por meio da formulação abaixo:

$$y = \frac{R_H \times T_o}{T_o - 2R_H} \quad (10)$$

Onde, y representa a profundidade da seção (m); T_o é a largura do canal na superfície livre (m); e R_H o raio hidráulico (m). Neste caso, o R_H será sempre 13,79 m.

A Tabela 10 reúne as profundidades e as cotas de fundo para as principais seções topobatimétricas delimitadas no estudo (Figura 23). Os demais perfis transversais do modelo foram obtidos através de interpolação no software HEC-RAS 4.1.

Tabela 10. Dados geométricos das principais seções transversais.

Seção (m)	RH (m)	T_o (m)	y (m)	Cota de fundo (m)
14283,20	13,79	1498,39	14,05	-1,28
13390,50	13,79	1579,49	14,04	-1,27
12497,80	13,79	1348,67	14,08	-1,31
11605,10	13,79	1279,12	14,10	-1,33
10712,40	13,79	1274,40	14,10	-1,33
9819,70	13,79	1385,35	14,07	-1,30
8927,00	13,79	1404,63	14,07	-1,30
8034,30	13,79	1404,91	14,07	-1,30
7141,60	13,79	1356,69	14,08	-1,31
6248,90	13,79	1533,28	14,05	-1,28
5356,20	13,79	1580,13	14,04	-1,27

Seção (m)	RH (m)	T_o (m)	y (m)	Cota de fundo (m)
4463,50	13,79	1566,11	14,04	-1,27
3570,80	13,79	1504,04	14,05	-1,28
2678,10	13,79	1623,44	14,05	-1,28
1785,40	13,79	1795,09	14,01	-1,24
892,70	13,79	2329,88	13,96	-1,19

Fonte: Autora.

A Figura 18 ilustra os resultados processados para o cenário simplificado, dando destaque ao perfil transversal localizado sobre a estação fluviométrica de Tucuruí (29700000) e o perfil longitudinal do trecho em estudo.

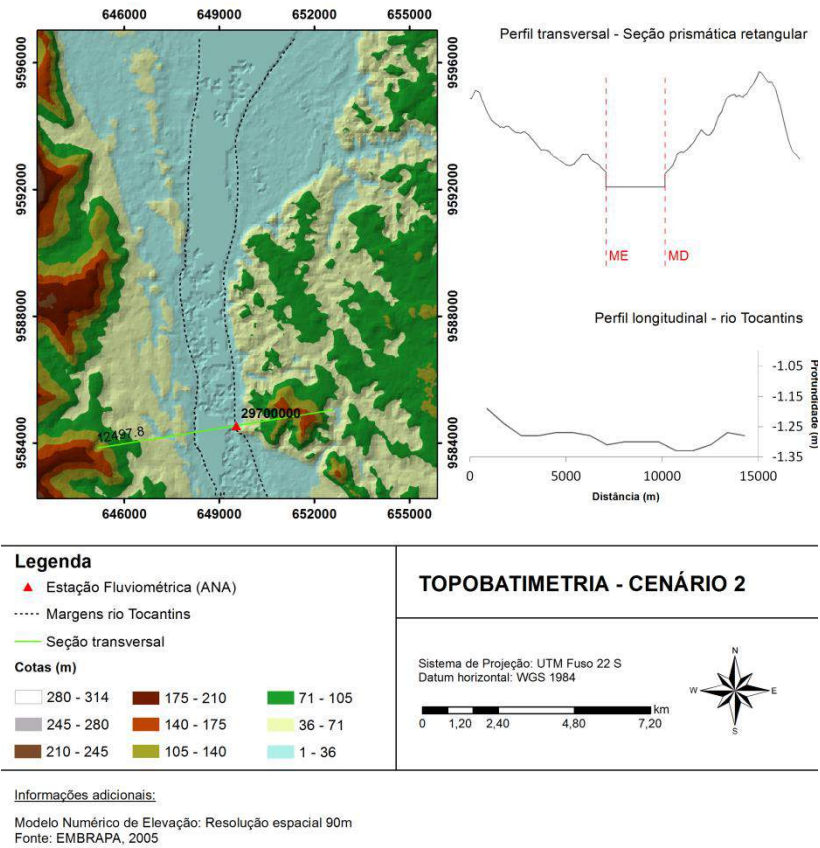


Figura 18. Topobatimetria processada - Cenário 2.

Fonte: Autora.

3.5 ARRANJO DO MODELO NUMÉRICO

Como visto no item 3.4, cada cenário estudado conta com dados topobatimétricos característicos. À medida que a sensibilidade deste parâmetro é o foco deste projeto, para que a simulação hidrodinâmica forneça resultados válidos, as demais informações do modelo numérico devem permanecer constantes.

Neste contexto, definiu-se um único arranjo para os modelos utilizados no projeto. Gerado a partir da ferramenta HEC-GeoRAS 10, o arranjo traçado contou com 16 seções topobatimétricas de 7,50km de

comprimento e espaçadas a cada 892,70m. Estes perfis encontram-se representados na Figura 23.

Com o arranjo definido, foi possível obter o modelo numérico para cada cenário proposto, alterando-se, apenas, o respectivo MDT. Com os dados finalizados, fez-se a exportação para o HEC-RAS 4.1. (Figura 21 e Figura 22).

As Figura 19 e Figura 20 apresentam as seções topobatimétricas obtidas no perfil 12497,80m para os cenários 1 e 2, respectivamente.

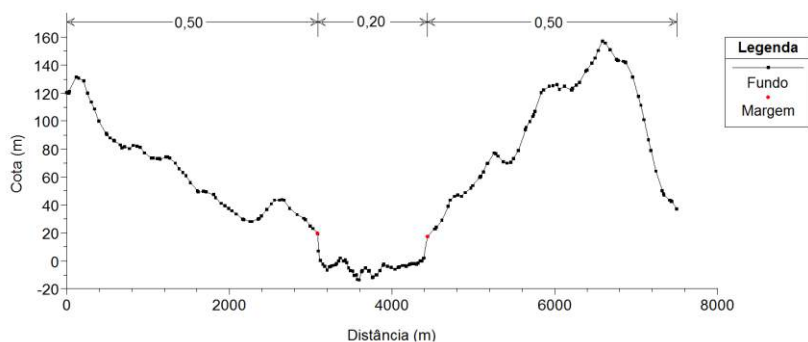


Figura 19. Seção topobatimétrica no perfil 12497,80m - Cenário 1 (HEC-RAS).

Fonte: Autora.

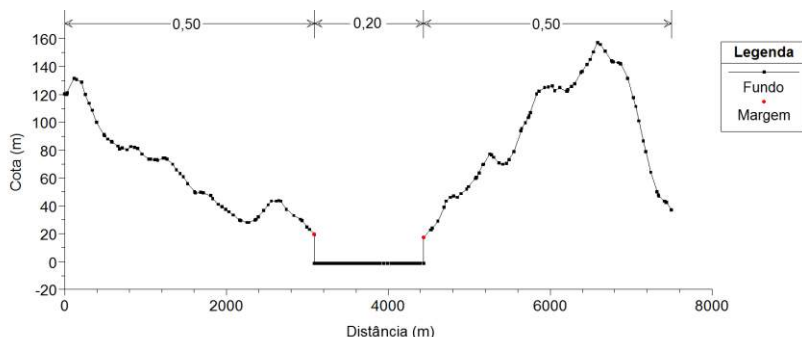


Figura 20. Seção topobatimétrica no perfil 12497,80m - Cenário 2 (HEC-RAS).

Fonte: Autora.

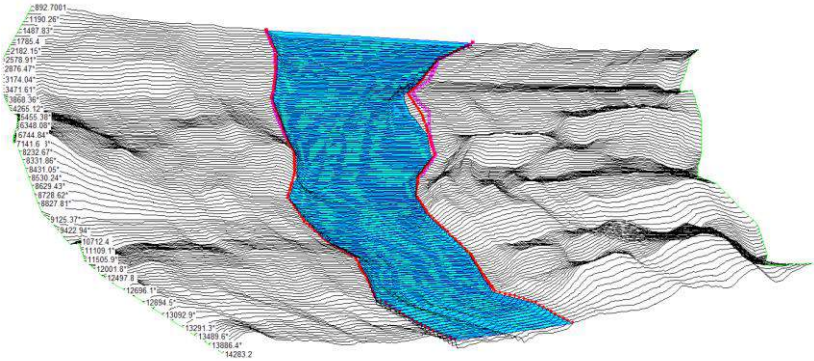


Figura 21. Modelo numérico HEC-RAS (Cenário 1).

Fonte: Autora.

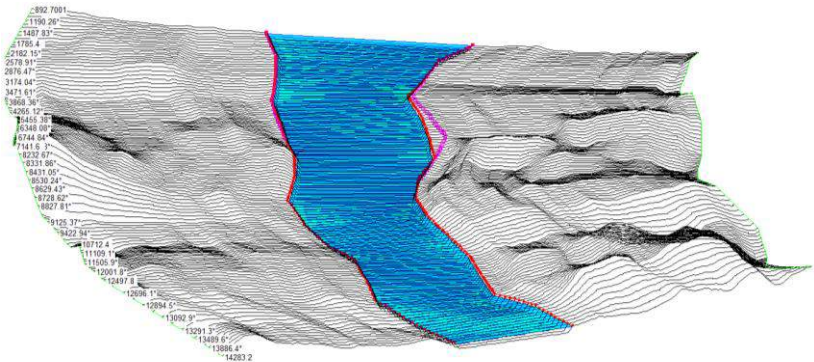


Figura 22. Modelo numérico HEC-RAS (Cenário 2).

Fonte: Autora.

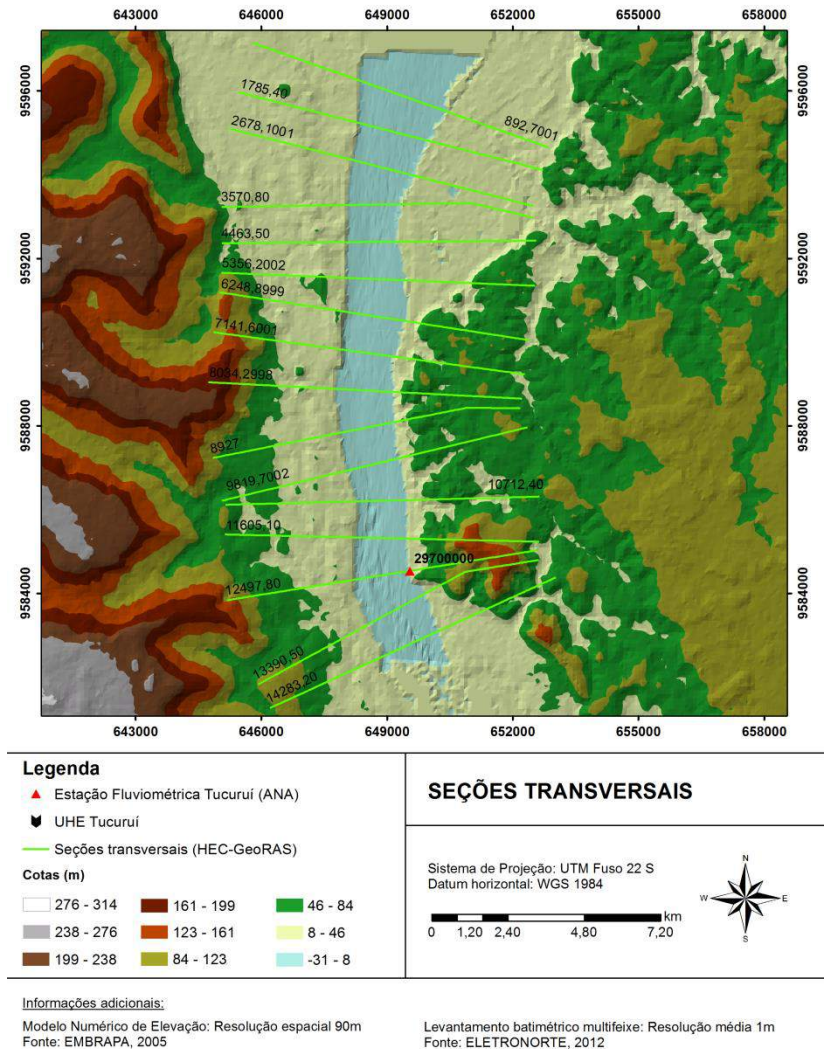


Figura 23. Arranjo do modelo numérico.

Fonte: Autora.

As seções topobatimétricas intermediárias foram obtidas diretamente pelo software HEC-RAS 4.1, através da interpolação das linhas de base na topografia do terreno. Para tanto, considerou-se um espaçamento máximo de 100m, totalizando 136 perfis transversais. O

resultado final e os perfis longitudinais dos modelos encontram-se ilustrado na Figura 24, Figura 25 e Figura 26, respectivamente.

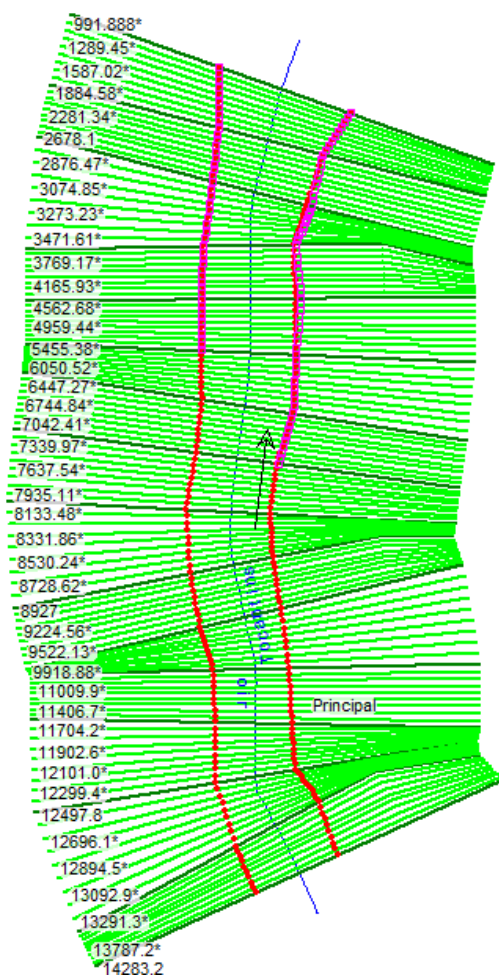


Figura 24. Arranjo final no software HEC-RAS 4.1.1.

Fonte: Autora.

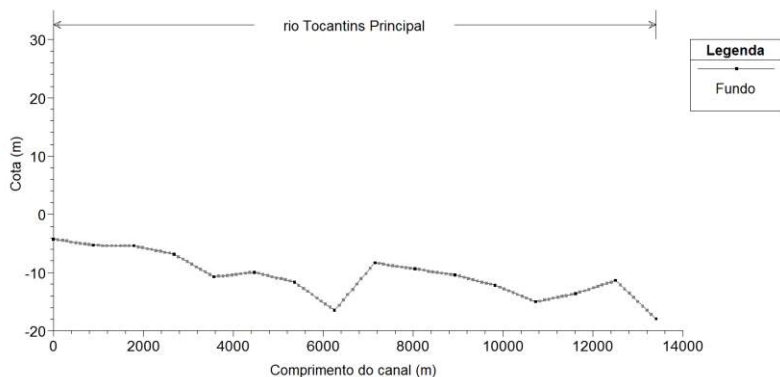


Figura 25. Perfil longitudinal - Cenário 1 (HEC-RAS).

Fonte: Autora.

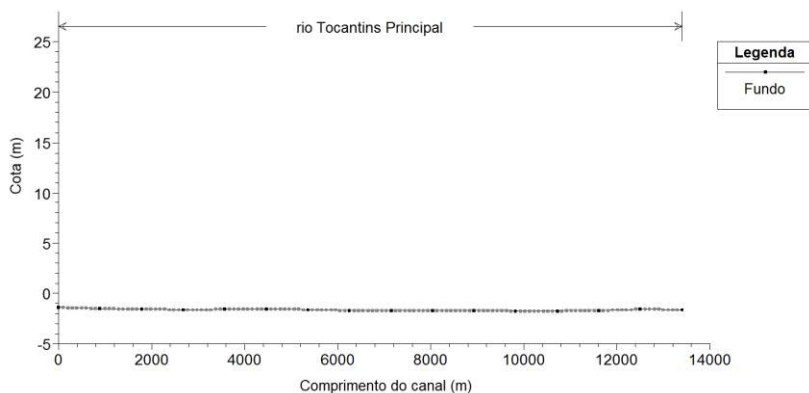


Figura 26. Perfil longitudinal - Cenário 2 (HEC-RAS).

Fonte: Autora.

3.6 SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA

A modelagem hidrodinâmica foi realizada pelo uso do software HEC-RAS 4.1. Este pode ser obtido gratuitamente através da página da organização desenvolvedora (*U.S. Army Corps of Engineers*).

Os principais dados de entrada utilizados pelo programa para a simulação de um modelo hidrodinâmico são:

- a) **Dados topográficos:** Determinação das seções transversais e declividade da linha de energia do escoamento a partir do modelo digital do terreno (MDT);
- b) **Dados Hidráulicos:** Representa as informações de vazão e leituras limnimétricas;
- c) **Rugosidade:** Informações físicas do local em estudo, de forma a justificar a rugosidade do terreno, de acordo com o coeficiente de Manning.

Considerando as características do trecho analisado (item 3.1.2), a Tabela 11 apresenta os valores do coeficiente de Manning utilizados para a simulação hidrodinâmica, consoante classificação proposta por CHOW (1959).

Tabela 11. Valores de rugosidade.

Características da superfície de escoamento	Coeficiente de rugosidade de Manning
Rios naturais limpos, retilíneos e uniformes,	0,025 - 0,030
Rios com margens espaiadas e pouca vegetação,	0,050 - 0,070

Fonte: Adaptado de CHOW (1959).

Tendo em vista que a rugosidade do canal não é um parâmetro constante, variando, dentre outros fatores, em função do nível d'água e vazão, a calibração e validação do modelo hidrodinâmico foi realizada manualmente através do ajuste do coeficiente de Manning.

Os coeficientes de contração e expansão adotados neste projeto são, respectivamente, 0,1 e 0,3. Estes representam valores típicos para transições graduais em regime subcrítico (USACE, 2010).

As simulações hidrodinâmicas, empregadas para os cenários em estudo, foram executadas em regime não permanente.

3.6.1 Calibração e validação

A calibração e validação do modelo numérico HEC-RAS foi realizada para a topobatimetria real do canal (cenário 1). A opção por este cenário teve como intuito verificar a confiabilidade do modelo na

representação dos processos hidrodinâmicos do rio Tocantins, minimizando as incertezas associadas aos resultados das simulações.

Sendo assim, a metodologia utilizada neste processo consistiu em comparar, para o mesmo ponto de observação, diferentes combinações de nível d'água. Isto foi possível, adotando-se o perfil 12497,80m como seção de controle, haja vista que nesta região encontra-se localizada a estação 29700000.

A série histórica de nível, utilizada para fins comparativos, foi extraída da estação fluviométrica Tucuruí (29700000), enquanto a série de vazão, empregada como dado de entrada na simulação, foi obtida pela estação fluviométrica Tucuruí barramento (29680080).

Neste contexto, a calibração foi realizada manualmente através do ajuste do coeficiente de Manning. Os valores inicialmente adotados foram obtidos com o auxílio da Figura 13, referente à variação deste coeficiente na estação fluviométrica de Tucuruí (29700000). A relação de valores obtidos pelo processo de calibração foi utilizada na validação do modelo, a fim de verificar a representatividade dos dados adotados.

A calibração foi realizada em regime não permanente para os anos de 2000 a 2003, enquanto a validação ocorreu para o período de 2004 a 2005. A avaliação do desempenho destes processos foi obtida através de duas funções objetivo: Coeficiente Nash-Sutcliffe (NSE); e Erro altimétrico (ΔH).

Utilizado para analisar a eficiência das respostas do modelo, o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) indica o quanto os resultados gerado por ele são melhores que aqueles obtidos por um modelo que prevê simplesmente a média dos dados observados (PAIVA, 2009). Desta forma, valores de NSE iguais a 1 indicam uma perfeita concordância entre os dados observados e simulados, enquanto valores negativos indicam que a média dos dados observados é um resultado superior aquele alcançado pelo modelo. O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) é calculado por:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_i (o_{obs} - o_{simu})^2}{\sum_i (o_{obs} - \bar{o}_{obs})^2} \quad (11)$$

Por sua vez, o erro altimétrico (ΔH) corresponde ao erro relativo para a variável acumulada durante todo o período monitorado. Este é calculado como:

$$\Delta H = \frac{\sum_i O_{simu} - \sum_i O_{obs}}{\sum_i O_{obs}} \cdot 100 \quad (12)$$

3.6.2 Condições de contorno

Para simulações hidrodinâmicas, faz-se necessária a adoção de condições de contorno tanto a jusante quanto a montante do trecho em análise. Estas podem ser expressas como hidrogramas, declividades da linha de energia, curvas-chave, dentre outras.

Tendo como intuito verificar a sensibilidade dos resultados do modelo hidrodinâmico em função das alterações na geometria do canal, fez-se uso de duas vertentes de análise, uma conservadora e outra extrema. São elas:

- a) **Série histórica (conservadora):** Propagação da série histórica de vazão, obtida na estação fluviométrica Tucuruí Barramento (29680080), durante os anos de 2000 e 2005;
- b) **Hidrograma de ruptura (extrema):** Propagação do hidrograma sintético de ruptura gerado pelo galgamento da barragem de terra e enrocamento da UHE Tucuruí.

Os hidrogramas descritos acima foram utilizados como dados de entrada para o modelo hidrodinâmico, correspondendo a sua condição de montante. Por sua vez, definiu-se a declividade da linha de energia como condição de jusante do modelo. De acordo com estudos realizados na região, a declividade média no trecho analisado é de 3cm/km (AHIMOR, 2009 apud OLIVEIRA, 2010).

3.7 DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA

A elaboração do hidrograma de vazão defluente no momento da ruptura representa um ponto crucial para a simulação hidrodinâmica em eventos de rompimento de barragens. Este pode ser calculado mediante o uso de formulações matemáticas deduzidas por autores diversos. (Tabela 1, Tabela 2 e Tabela 3).

Para o presente estudo, foram adotadas as seguintes premissas:

- a) O rompimento ocorrerá na barragem de terra e enrocamento da UHE Tucuruí, cuja altura máxima do maciço corresponde a 85m;
- b) A brecha gerada possuirá uma altura de 68 m, estando sua base localizada 17m acima da fundação da barragem;
- c) A ruptura se dará por galgamento (*overtopping*). Desta forma, adotou-se uma lâmina d'água de 2m acima da crista da barragem, totalizando 70m de profundidade sobre a brecha (Figura 27).

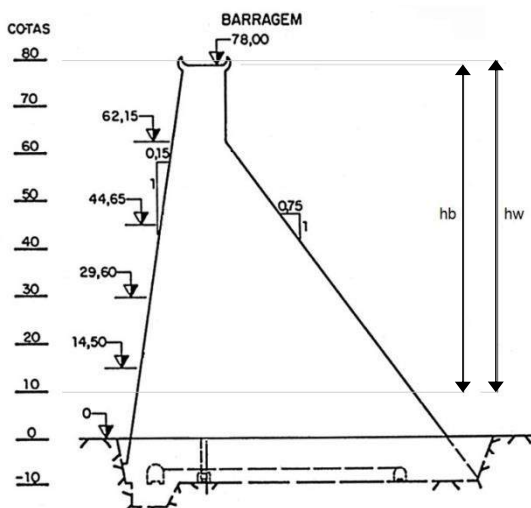
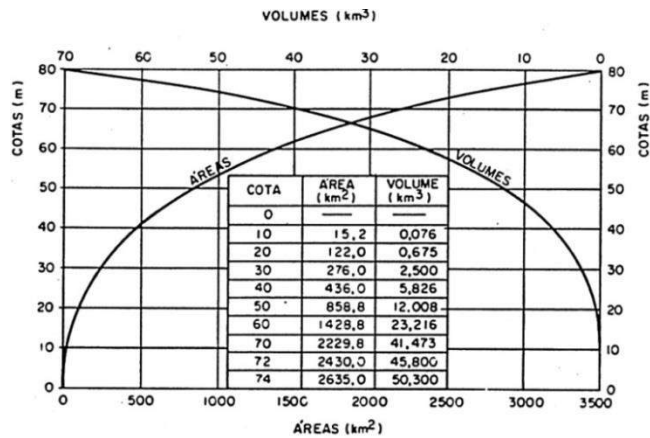


Figura 27. Perfil barragem UHE Tucuruí.

Fonte: Adaptado de Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

Os dados referentes à capacidade de armazenamento do reservatório são de suma importância nos estudos de rompimento de barragens. Isto é válido, uma vez que o volume armazenado no momento da ruptura é o fator determinante da vazão que deve efluir do barramento. Sabendo disso, o volume reservado acima da brecha foi obtido com o auxílio da curva cota x volume pertencente ao reservatório da UHE Tucuruí. (Figura 28).



CURVAS DE ÁREAS E VOLUMES

Figura 28. Relação cota x volume e área x volume da UHE Tucuruí.

Fonte: Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

Tendo em vista o formato do fundo do reservatório da usina (Figura 29), o volume armazenado no momento do evento foi calculado pela diferença volumétrica entre as cotas de 80m e 10m (Tabela 12).

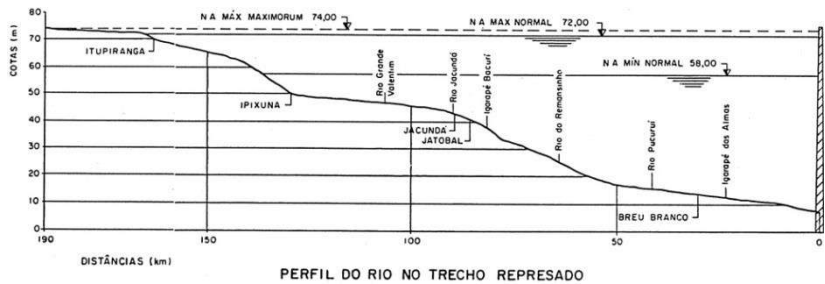


Figura 29. Perfil do trecho represado da UHE Tucuruí.

Fonte: Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

Tabela 12. Relação cota x volume.

Cota (m)	Volume (km³)
10	0,076
80	87,47

Fonte: Autora.

A Tabela 13 reúne os parâmetros utilizados na obtenção do hidrograma de ruptura da UHE Tucuruí.

Tabela 13. Parâmetros de cálculo do hidrograma de ruptura.

Parâmetros	
Altura da brecha (hb)	68 m
Altura d'água acima da brecha (hw)	70 m
Volume do reservatório (S)	50.280 hm ³
Altura da barragem (hd)	85 m
Volume d'água armazenado acima da brecha (Vw)	87.394 hm ³

Fonte: Autora.

3.8 ANÁLISE DE INCERTEZAS

A verificação do desempenho entre os dois cenários foi realizada através da avaliação dos erros de nível d'água. Desta forma, fez-se uso de histogramas e da função densidade de probabilidade (FDP) para demonstrar a distribuição da frequência dos resíduos obtidos pela comparação entre os resultados dos modelos. Para tanto, utilizou-se o Microsoft Excel 2003 e o software Action 2.9, fornecido gratuitamente pelo portal Action.

Os resíduos foram obtidos pela diferença entre os valores simulados e observados.

$$Erro = O_{simu} - O_{obs} \quad (13)$$

Para a hipótese conservadora, propagação da série histórica de 2000 a 2005, O_{simu} representa os valores obtidos através da simulação, enquanto O_{obs} são os valores observados na estação fluviométrica Tucuruí (29700000).

Em contrapartida, na premissa extrema, propagação da onda de cheia gerada pelo hidrograma de ruptura do barramento da UHE Tucuruí, O_{simu} representa os valores obtidos através da simulação do cenário 2, enquanto O_{obs} são os valores obtidos com a simulação do cenário 1. Assim como adotado para a hipótese conservadora, esta

análise foi realizada na seção topobatimétrica 12497,80m (Figura 23), local onde se encontra a estação fluviométrica de Tucuruí (29700000).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO

De acordo com Beven (2012), o processo de calibração se resume a encontrar valores com o qual é possível obter um melhor ajuste da série simulada à série observada. Esta avaliação pode ser feita de forma visual ou a partir de alguma medida de quantificação. Neste projeto, realizou-se a análise de forma quantitativa, pela média das diferenças entre os valores simulados e observados (erro médio) e pelo uso de funções objetivo.

Como mencionado anteriormente, a calibração do modelo foi realizada em regime não permanente para os anos de 2000 a 2003, enquanto a validação ocorreu para o período de 2004 a 2005. O ajuste do coeficiente de Manning, determinado pela calibração, foi igualmente empregado na validação. As informações topobatimétricas utilizadas nesta etapa são referentes ao cenário 1, caracterizando a situação real do rio Tocantins.

A Figura 30 e Figura 31 ilustram os valores observados e simulados para os períodos de calibração e validação, respectivamente.

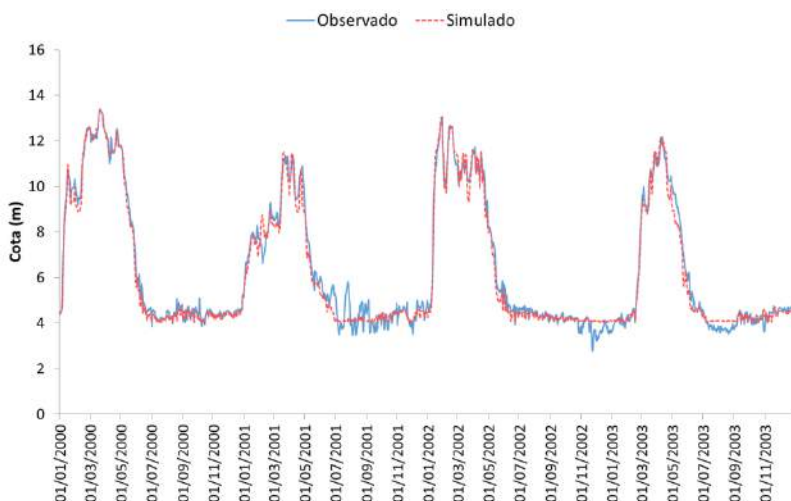


Figura 30. Calibração para o período de 2000 a 2003.

Fonte: Autora.

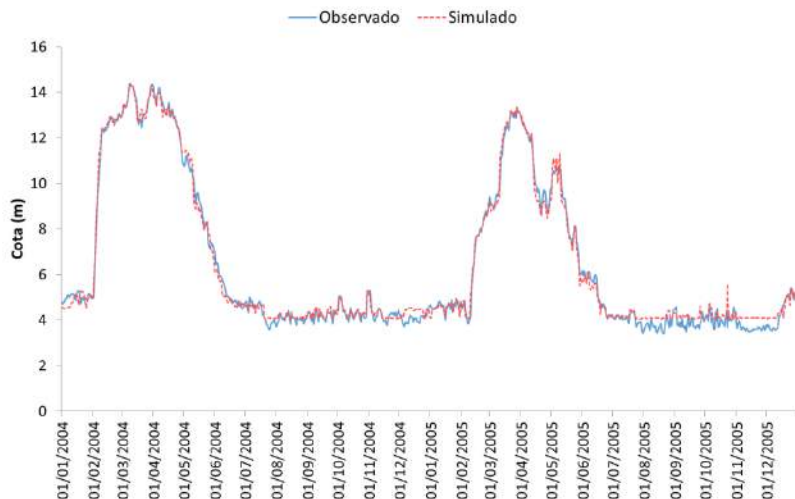


Figura 31. Validação para o período 2004 e 2005.

Fonte: Autora.

O erro médio encontrado para o processo de calibração foi negativo, na ordem de -8,82cm, enquanto a validação do modelo obteve um erro médio positivo de 5,60cm. Estes valores indicam uma boa representatividade do modelo hidrodinâmico, uma vez que a variação entre os resultados observados e simulados é baixa.

A Tabela 14 reúne os resultados obtidos para as funções objetivo NSE (Coeficiente Nash-Sutcliffe) e ΔH (Erro altimétrico).

Tabela 14. Resultado das funções objetivo.

Parâmetros	Calibração 2000 a 2003	Validação 2004 a 2005
NSE	0,98	0,99
ΔH	-1,39%	0,89%

Fonte: Autora.

Coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) próximo a 1 e erro altimétrico (ΔH) inferior a 10% demonstram uma boa calibração, indicando que o modelo numérico consegue representar de forma satisfatória os processos hidrodinâmicos do rio Tocantins. O mesmo pode ser observado com os resultados da validação, denotando uma representação precisa e condizente com a realidade.

Dessa forma, considera-se que os resultados obtidos com a calibração e validação do modelo numérico foram satisfatórios, demonstrando que as informações necessárias ao modelo hidrodinâmico (largura das seções transversais, níveis de fundo e planície de inundação) estão bem caracterizadas.

4.2 HIDROGRAMA DE RUPTURA

A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos com as formulações empíricas expostas no item 2.3.1.

Tabela 15. Resultados das equações empíricas.

Referências	Q_p (m³/s)	B_{avg} (m)	T_p (h)	T_b (h)
Kirkpatrick (1977)	52.542,00	-	-	924,06
SCS (1981)	43.007,00	-	-	1.128,94
Hagen (1982)	1.116.351,00	-	-	43,49
Bureau of Reclamation (1982)	49.484,00	210	2,31	981,17
Evans (1986)	453.229,00	-	-	107,13
Froehlich (1995b)	198.997,37	1264	35,86	243,98
Singh and Snorrason (1984)	59.389,00	-	-	817,53
Costa (1985)	1.411.849,00	-	-	34,39

Fonte: Autora.

Onde, B_{avg} representa a largura média da brecha (m); Q_p é a vazão de pico (m³/s); T_p é o tempo de formação da brecha ou tempo de pico do hidrograma (h); e T_b é o tempo de base do hidrograma (h).

Baseado nos resultados descritos acima, para este estudo, adotou-se as equações propostas por Froehlich (1995b) apud Wahl (2004). A escolha por este autor deu-se em função dos resultados positivos expostos em artigos diversos. Dentre eles, pode-se citar o estudo realizado por Wahl (2004), onde foi avaliada a incerteza dos parâmetros da brecha e vazões de pico.

A Figura 32 ilustra os hidrogramas sintéticos de ruptura obtidos para o barramento da UHE Tucuruí.

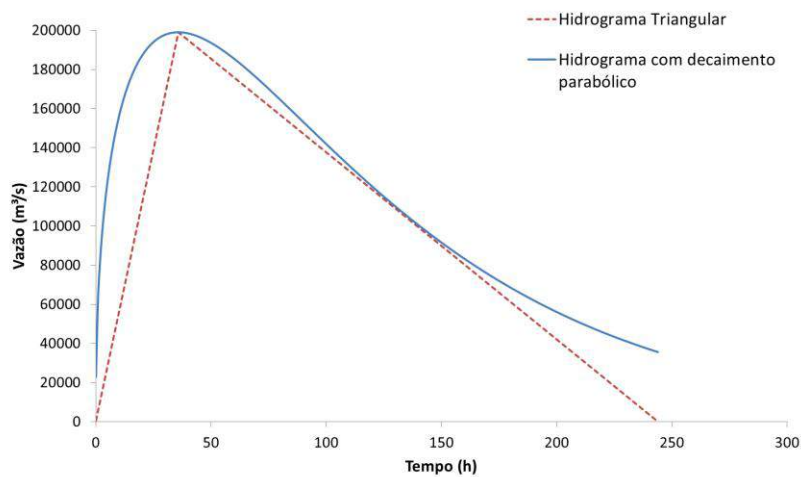


Figura 32. Hidrograma sintético de ruptura.

Fonte: Autora.

Para a representação do tempo de esvaziamento do reservatório utilizou-se o hidrograma de decaimento parabólico proposta por Barfield et al. (1981) apud Lauriano et al. (2009). (Tabela 4).

4.3 ANÁLISE DOS DADOS TOPOBATIMÉTRICOS

A análise de sensibilidade dos dados topobatimétricos frente à modelagem hidrodinâmica em canais foi desenvolvida através da simulação de dois cenários distintos, cada qual exposto a duas hipóteses de estudo. A Tabela 16 reúne os cenários empregados.

Tabela 16. Resumo dos cenários simulados.

Simulação	Cenário 1 (Real)	Cenário 2 (Prismático)
Série histórica de vazão para os anos 2000 a 2005	X	X
Hidrograma de ruptura da barragem UHE Tucuruí	X	X

Fonte: Autora.

Em todos os cenários foram considerados os parâmetros de rugosidade calibrados no item 4.1, bem como a curva-chave obtida no item 3.3.

Definidas as condições de contorno do modelo, bem como os coeficientes de rugosidade, foi possível realizar as primeiras simulações. Os resultados obtidos para o período de 01/01/2000 a 31/12/2005 são apresentados no item 4.3.1, enquanto os referentes ao hidrograma de ruptura são expostos no item 4.3.2.

4.3.1 Série Histórica

Neste item são avaliados os resultados de nível d'água obtidos pela propagação da série histórica de vazão, pertencente à estação fluviométrica Tucuruí barramento (29680080). Os resultados gerados pelos modelos (cenário 1 e 2) foram comparados aos observados na estação fluviométrica Tucuruí (29700000), utilizando-se, para isso, os dados referentes à seção topobatimétrica 12497,80m (Figura 23). Desta forma, buscou-se verificar a capacidade dos modelos em representar os níveis d'água observados.

Para a análise dos resíduos, fez-se uso da média (\bar{x}) e desvio padrão (σ) dos erros de nível d'água, bem como das funções objetivo NSE (Coeficiente Nash-Sutcliffe) e ΔH (Erro altimétrico). A Tabela 17 reúne os parâmetros utilizados na comparação entre os resultados dos modelos e os dados observados.

Tabela 17. Parâmetros de comparação (Série histórica).

Parâmetros	Cenário 1	Cenário 2
NSE	0,99	0,82
ΔH	-0,63%	-19,45%
\bar{x}	-0,04 m	-1,24 m
σ	0,35 m	0,42 m

Fonte: Autora.

Onde, \bar{x} representa a média dos erros de nível d'água entre os dados observados e simulados (Eq. 13); e σ é o desvio padrão entre as diferenças de nível dos dados observados e simulados. A distribuição da frequência dos valores de resíduos foi realizada mediante o emprego de histogramas e função densidade de probabilidade (FDP).

O período de simulação foi de 5 anos (de 01/01/2000 até 31/12/2005), representados por dados de vazão diária. Desta forma, em ambos os cenários considerou-se a série histórica de vazão como condição de montante dos modelos, e a declividade da linha de energia no trecho em estudo (3cm/km) como condição de jusante. O intervalo computacional utilizado nas simulações foi de 1(um) dia.

A Figura 33 ilustra os níveis d'água na seção observada, bem como os resultados obtidos pela simulação do cenário 1 (topobatimetria detalhada) e cenário 2 (calha retangular).

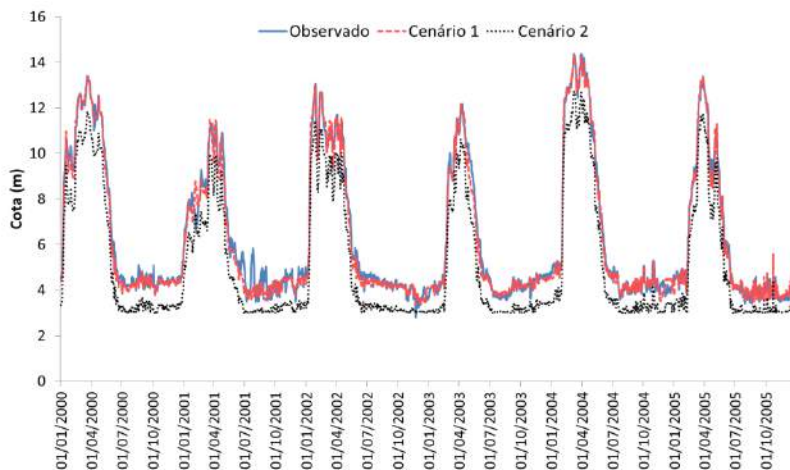


Figura 33. Comparação dos dados observados e simulados.

Fonte: Autora.

Os resultados demonstram que ambos os cenários conseguem descrever o comportamento do rio Tocantins, haja vista que os valores de NSE são de 0,99 e 0,82 para os cenários 1 e 2, respectivamente. Contudo, observa-se que a hipótese do raio hidráulico para a delimitação da calha fluvial subestima os valores de nível d'água observados na estação. Isto pode ser verificado visualmente pela Figura 33 ou mediante os parâmetros de comparação, uma vez que o erro médio observado para a série em estudo é de -1,24m com desvio padrão de 0,42m (Tabela 17). Isto é, em média os dados observados encontram-se 1,24m acima dos resultados obtidos com a simulação no cenário 2. Neste caso, os erros de altitude total chegam a -19,45%, enfatizando que os dados obtidos são inferiores aos observados.

Em contrapartida, os erros encontrados na comparação entre os níveis observados e os resultados do cenário 1 são baixos, alcançando, em média, -0,04m com desvio padrão de 0,35m.

4.3.1.1 Cenário 1

Como exposto anteriormente, os níveis d'água obtidos com a simulação do cenário 1 encontram-se próximos dos valores observados, denotando bons resultados. A confirmação desta afirmação pode ser visualizada pela baixa variação da altitude total da série, -0,63%.

O alto valor do coeficiente de Nash-Sutcliffe obtido pela simulação demonstra que o modelo numérico formulado para este cenário, consegue representar de forma condizente os processos hidrodinâmicos do rio Tocantins.

As diferenças de nível d'água, referentes à comparação entre este cenário e os dados observados na estação fluviométrica de Tucuruí (29700000), foram agrupadas em 45 intervalos de classe, com variação aproximada de 0,08m. A Tabela 18 expõe estes intervalos, bem como as densidades associadas a eles.

Tabela 18. Distribuição de frequência dos resíduos (Cenário 1).

Intervalo de Classe (m)	Frequência	Frequência Relativa	Frequência Relativa Cumulada	Densidade
-1,65 ≤ x < -1,57	3	0,0014	0,0014	0,00
-1,57 ≤ x < -1,49	2	0,0009	0,0023	0,00
-1,49 ≤ x < -1,40	1	0,0005	0,0027	0,00
-1,40 ≤ x < -1,32	1	0,0005	0,0032	0,00
-1,32 ≤ x < -1,24	4	0,0018	0,0050	0,00
-1,24 ≤ x < -1,16	4	0,0018	0,0068	0,00
-1,16 ≤ x < -1,08	6	0,0027	0,0096	0,00
-1,08 ≤ x < -0,99	5	0,0023	0,0119	0,01
-0,99 ≤ x < -0,91	9	0,0041	0,0160	0,01
-0,91 ≤ x < -0,83	17	0,0078	0,0237	0,03
-0,83 ≤ x < -0,75	19	0,0087	0,0324	0,04
-0,75 ≤ x < -0,67	23	0,0105	0,0429	0,07
-0,67 ≤ x < -0,59	42	0,0192	0,0620	0,10
-0,59 ≤ x < -0,50	53	0,0242	0,0862	0,14
-0,50 ≤ x < -0,42	64	0,0292	0,1154	0,20

Intervalo de Classe (m)	Frequência	Frequência Relativa	Frequência Relativa Cumulada	Densidade
-0,42 ≤ x < -0,34	87	0,0397	0,1551	0,25
-0,34 ≤ x < -0,26	109	0,0497	0,2048	0,31
-0,26 ≤ x < -0,18	158	0,0721	0,2769	0,35
-0,18 ≤ x < -0,09	258	0,1177	0,3946	0,38
-0,09 ≤ x < -0,01	305	0,1391	0,5338	0,40
-0,01 ≤ x < 0,07	283	0,1291	0,6629	0,39
0,07 ≤ x < 0,15	209	0,0953	0,7582	0,36
0,15 ≤ x < 0,23	131	0,0598	0,8180	0,32
0,23 ≤ x < 0,32	98	0,0447	0,8627	0,27
0,32 ≤ x < 0,40	100	0,0456	0,9083	0,21
0,40 ≤ x < 0,48	73	0,0333	0,9416	0,16
0,48 ≤ x < 0,56	66	0,0301	0,9717	0,11
0,56 ≤ x < 0,64	25	0,0114	0,9831	0,08
0,64 ≤ x < 0,72	13	0,0059	0,9891	0,05
0,72 ≤ x < 0,81	4	0,0018	0,9909	0,03
0,81 ≤ x < 0,89	7	0,0032	0,9941	0,02
0,89 ≤ x < 0,97	2	0,0009	0,9950	0,01
0,97 ≤ x < 1,05	0	0,0000	0,9950	0,00
1,05 ≤ x < 1,13	1	0,0005	0,9954	0,00
1,13 ≤ x < 1,22	2	0,0009	0,9964	0,00
1,22 ≤ x < 1,30	1	0,0005	0,9968	0,00
1,30 ≤ x < 1,38	1	0,0005	0,9973	0,00
1,38 ≤ x < 1,46	0	0,0000	0,9973	0,00
1,46 ≤ x < 1,54	1	0,0005	0,9977	0,00
1,54 ≤ x < 1,63	0	0,0000	0,9977	0,00
1,63 ≤ x < 1,71	0	0,0000	0,9977	0,00
1,71 ≤ x < 1,79	0	0,0000	0,9977	0,00
1,79 ≤ x < 1,87	2	0,0009	0,9986	0,00
1,87 ≤ x < 1,95	1	0,0005	0,9991	0,00
1,95 ≤ x < 2,04	2	0,0009	1,0000	0,00

Fonte: Autora.

A Figura 34 representa visualmente os dados discriminados na Tabela 18. Por sua vez, a Figura 35 apresenta a distribuição dos erros de

nível d'água mediante o uso da função densidade de probabilidade Normal (FDP).

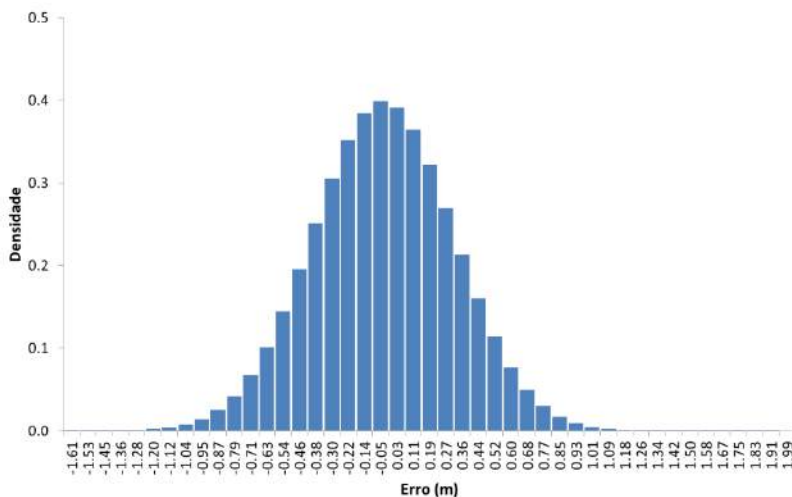


Figura 34. Histograma – Cenário 1 (Série histórica).

Fonte: Autora.

Analisando a Figura 34, observa-se que os erros de níveis gerados pela comparação entre os dados observados e os simulados, apresentam um formato simétrico, característico de um sino, estando sua maior amplitude representada pelo intervalo de -0,09 a -0,01. O valor médio da série encontra-se nesta faixa, sendo seguido pelo decaimento gradual da frequência relativa para os extremos do gráfico.

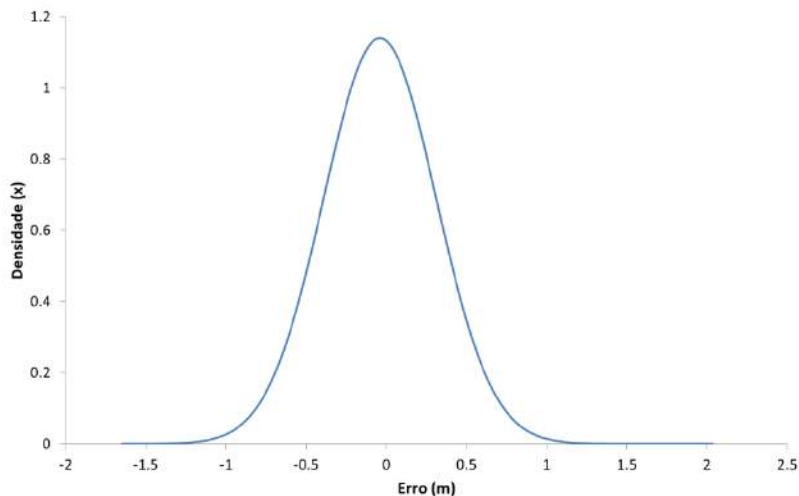


Figura 35. FDP – Cenário 1 (Série histórica).

Fonte: Autora.

Por sua vez, os resíduos da série histórica descrevem uma distribuição de probabilidade Normal, estando seu centro deslocado 4cm para a esquerda. Embora ocorra este deslocamento da curva, o pequeno desvio padrão da série e o formato alongado da FDP indicam que o modelo apresenta um bom desempenho. Isto é válido, uma vez que 68% dos erros obtidos concentram-se entre -0,39 e 0,31. Ou seja, próximos à zero (Figura 35).

4.3.1.2 Cenário 2

Neste item são apresentados os resultados obtidos com a simulação do modelo referente ao cenário 2. Esta análise teve como intuito verificar se o desempenho de um modelo hidrodinâmico, gerado a partir de dados escassos, consegue representar satisfatoriamente à realidade. Para tanto, realizou-se uma análise comparativa dos dados de nível d'água observados na estação fluviométrica Tucuruí (29700000) com os resultados obtidos pela simulação do modelo.

Concomitantemente, buscou-se verificar se a metodologia aplicada na delimitação da calha fluvial do rio Tocantins é aceitável. Sendo assim, a análise dos dados expostos na Tabela 17 demonstra que a hipótese adotada gera níveis d'água inferiores ao observado para o

mesmo período na estação 29700000. Ou seja, o modelo subestima os valores da série, em especial as cotas máximas e mínimas.

Neste caso, tem-se um erro médio de -1,24m com desvio padrão de 0,42m e um erro de conservação da altitude na ordem de -19,45%. Isto é, a soma dos valores de níveis registrados pela estação fluviométrica observada é, aproximadamente, 20% superior à soma obtida pelos valores de nível gerados com a simulação do cenário 2.

Embora o modelo não alcance os valores extremos da série, o coeficiente de Nash-Sutcliffe, obtido para este cenário, demonstra que o mesmo consegue representar de forma satisfatória os processos hidrodinâmicos do rio Tocantins.

Assim como para o cenário anterior, as diferenças de nível d'água foram agrupadas em 45 intervalos de classe, com variação de aproximada 0,08m. A Tabela 19 expõe estes intervalos, bem como as densidades associadas a eles.

Tabela 19. Distribuição de frequências (Cenário 2).

Intervalo de Classe (m)	Frequência	Frequência Relativa	Frequência Relativa Cumulada	Densidade
-3,02 ≤ x < -2,94	2	0,0009	0,0009	0,00
-2,94 ≤ x < -2,85	0	0,0000	0,0009	0,00
-2,85 ≤ x < -2,77	0	0,0000	0,0009	0,00
-2,77 ≤ x < -2,68	2	0,0009	0,0018	0,00
-2,68 ≤ x < -2,60	2	0,0009	0,0027	0,00
-2,60 ≤ x < -2,51	3	0,0014	0,0041	0,00
-2,51 ≤ x < -2,43	5	0,0023	0,0064	0,01
-2,43 ≤ x < -2,34	4	0,0018	0,0082	0,01
-2,34 ≤ x < -2,26	17	0,0078	0,0160	0,02
-2,26 ≤ x < -2,17	11	0,0050	0,0210	0,03
-2,17 ≤ x < -2,09	17	0,0078	0,0287	0,04
-2,09 ≤ x < -2,01	26	0,0119	0,0406	0,06
-2,01 ≤ x < -1,92	40	0,0182	0,0589	0,09
-1,92 ≤ x < -1,84	51	0,0233	0,0821	0,13
-1,84 ≤ x < -1,75	56	0,0255	0,1077	0,17
-1,75 ≤ x < -1,67	86	0,0392	0,1469	0,21
-1,67 ≤ x < -1,58	130	0,0593	0,2062	0,26

Intervalo de Classe (m)	Frequência	Frequência Relativa	Frequência Relativa Cumulada	Densidade
-1,58 ≤ x < -1,50	128	0,0584	0,2646	0,31
-1,50 ≤ x < -1,41	113	0,0516	0,3161	0,35
-1,41 ≤ x < -1,33	129	0,0589	0,3750	0,38
-1,33 ≤ x < -1,24	136	0,0620	0,4370	0,40
-1,24 ≤ x < -1,16	239	0,1090	0,5461	0,40
-1,16 ≤ x < -1,08	222	0,1013	0,6474	0,38
-1,08 ≤ x < -0,99	207	0,0944	0,7418	0,36
-0,99 ≤ x < -0,91	163	0,0744	0,8161	0,32
-0,91 ≤ x < -0,82	76	0,0347	0,8508	0,27
-0,82 ≤ x < -0,74	92	0,0420	0,8928	0,22
-0,74 ≤ x < -0,65	65	0,0297	0,9224	0,18
-0,65 ≤ x < -0,57	69	0,0315	0,9539	0,13
-0,57 ≤ x < -0,48	51	0,0233	0,9772	0,10
-0,48 ≤ x < -0,40	22	0,0100	0,9872	0,07
-0,40 ≤ x < -0,31	10	0,0046	0,9918	0,05
-0,31 ≤ x < -0,23	3	0,0014	0,9932	0,03
-0,23 ≤ x < -0,15	4	0,0018	0,9950	0,02
-0,15 ≤ x < -0,06	2	0,0009	0,9959	0,01
-0,06 ≤ x < 0,02	0	0,0000	0,9959	0,01
0,02 ≤ x < 0,11	1	0,0005	0,9964	0,00
0,11 ≤ x < 0,19	2	0,0009	0,9973	0,00
0,19 ≤ x < 0,28	1	0,0005	0,9977	0,00
0,28 ≤ x < 0,36	0	0,0000	0,9977	0,00
0,36 ≤ x < 0,45	1	0,0005	0,9982	0,00
0,45 ≤ x < 0,53	1	0,0005	0,9986	0,00
0,53 ≤ x < 0,62	1	0,0005	0,9991	0,00
0,62 ≤ x < 0,70	1	0,0005	0,9995	0,00
0,70 ≤ x < 0,79	1	0,0005	1,0000	0,00

Fonte: Autora.

A Figura 36 representa visualmente os dados expostos na Tabela 19, enquanto a Figura 37 apresenta a distribuição dos erros de

nível d'água mediante o uso da função densidade de probabilidade Normal (FDP).

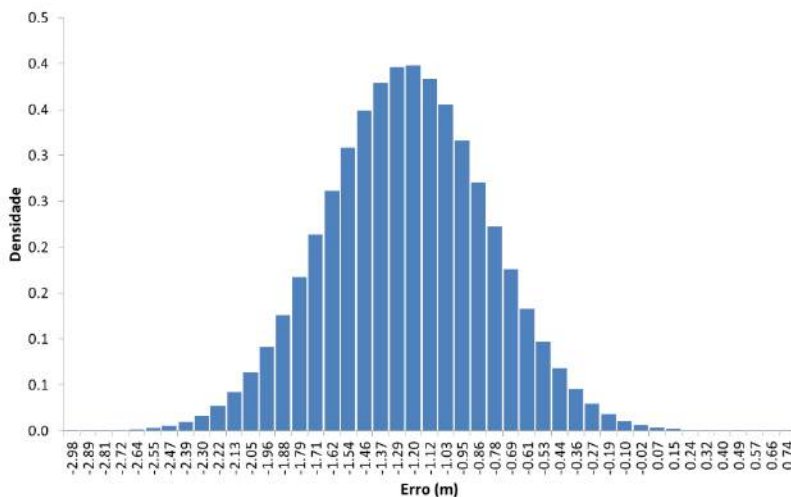


Figura 36. Histograma - Cenário 2 (Série histórica)

Fonte: Autora.

O histograma representado pela Figura 36 apresenta formato similar àquele obtido pelos resíduos do cenário 1. Desta forma, as maiores amplitudes observadas encontram-se dentro do intervalo -1,33 a -1,16. Ou seja, as maiores densidades de resíduos concentram-se nesta faixa, sendo seguidas pelo seu decaimento gradual para as extremidades, tendendo a um formato simétrico.

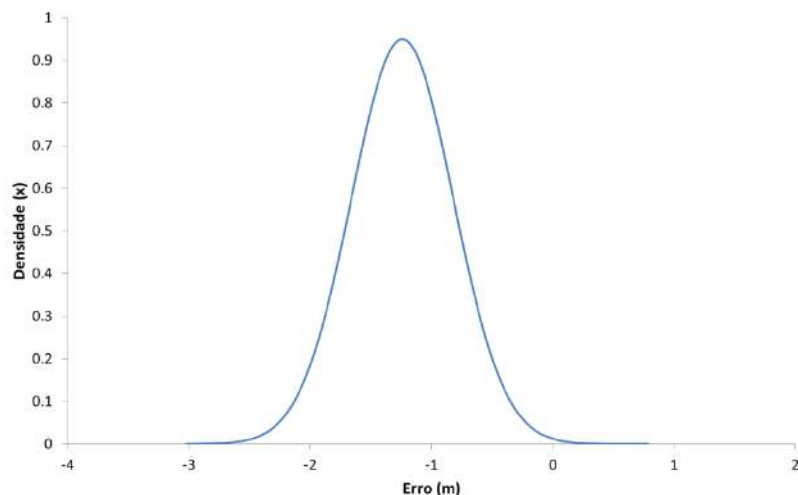


Figura 37. FDP - Cenário 2 (Série histórica)

Fonte: Autora.

Assim como verificado para o cenário 1, os resíduos da série histórica descrevem uma distribuição de probabilidade Normal com pequeno desvio padrão e formato de sino alongado. Contudo, o grande deslocamento para a esquerda observado na FDP, demonstra que o desempenho do modelo formulado para o cenário 2, em termos de representação dos níveis d'água, é inferior ao observado no cenário 1.

Esta afirmação pode ser validada através da análise do gráfico acima (Figura 37). Neste constata-se que, aproximadamente, 68% das diferenças no nível d'água, obtidas pela comparação entre os dados observados e simulados, encontram-se dentro da faixa de -1,66 a -0,81.

Isto representa que na maior parte do tempo os resultados gerados são inferiores àqueles registrados na estação fluviométrica Tucuruí (29700000). Numericamente tem-se que, dentre os 2192 valores de saída do modelo, 99,59% encontram-se abaixo do esperado.

Em suma, a metodologia utilizada para a formulação da calha fluvial em situações de carência de dados topobatimétricos mostrou-se pouco conservadora, tendo em vista sua tendência a subestimar os resultados do modelo, em especial, as cotas máximas e mínimas. Sendo assim, sua aplicação deve ser realizada com parcimônia, priorizando situações onde a precisão dos dados extremos não seja primordial.

4.3.2 Hidrograma de ruptura

De forma a corroborar os resultados obtidos com a série histórica, formulou-se um modelo para propagação da onda de ruptura da UHE Tucuruí, caracterizando uma situação extrema. Neste caso, a comparação dos dados de nível d'água foi realizada mediante os resultados das simulações dos cenários 1 e 2. Sendo assim, considerou-se o primeiro cenário como o cenário padrão (observado).

O modelo de ruptura foi simulado para um período de 11 (onze) dias, tempo suficiente para propagação da onda de ruptura no trecho estudado. Desta forma, em ambos os cenários considerou-se, como condição de montante, o hidrograma de ruptura referente ao barramento da UHE Tucuruí (Figura 32), enquanto a declividade da linha de energia no trecho em estudo (3cm/km) foi definida como condição de jusante dos modelos. O intervalo computacional utilizado nas simulações foi de 1(uma) hora.

Como observado no item 4.2 a vazão máxima defluente do reservatório, na condição de montante, é de 198.997,37m³/s, sendo o pico do hidrograma alcançado em 35,86 horas. Nas demais seções do trecho analisado, os hidrogramas apresentam abatimentos variáveis, sendo maiores para as seções mais distantes do barramento.

Para a análise dos resíduos, entre os resultados obtidos nos cenários 1 e 2, fez-se uso da média (\bar{x}) e desvio padrão (σ) dos erros de nível d'água, bem como das funções objetivo NSE (Coeficiente Nash-Sutcliffe) e ΔH (Erro altimétrico). A Tabela 20 reúne os parâmetros utilizados na comparação entre os cenários.

Tabela 20 . Parâmetros de comparação (Hidrograma de ruptura).

Parâmetros	Cenário 2 – Cenário 1
NSE	0,94
ΔH	-6,42%
\bar{x}	-1,60 m
σ	0,22 m

Fonte: Autora.

Onde, \bar{x} representa a média dos erros de nível d'água entre os resultados dos cenários 1 e 2 (Eq. 13); e σ é o desvio padrão entre os resíduos de nível dos cenários 1 e 2. A distribuição da frequência dos

valores de resíduos foi realizada mediante o emprego de histograma e função densidade de probabilidade (FDP).

A Figura 33 ilustra os níveis d'água na seção 12497,80m, obtidos, com a propagação do hidrograma de ruptura, no cenário 1 (topobatimetria detalhada) e cenário 2 (calha retangular).

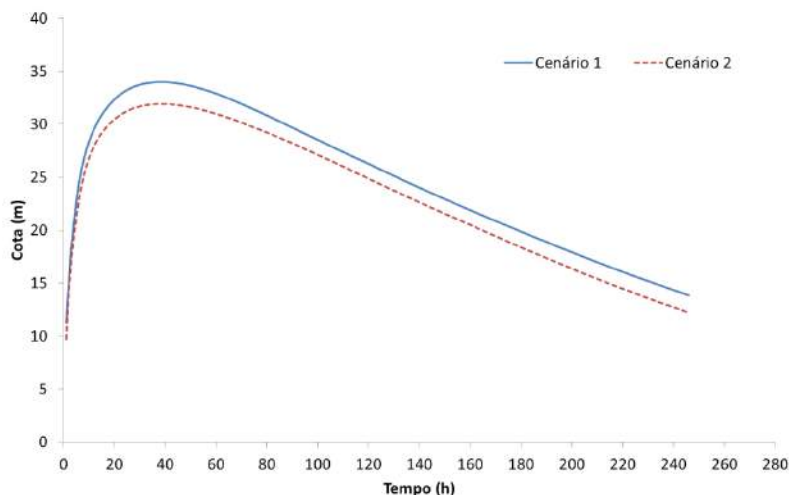


Figura 38. Níveis d'água na seção 12497,80m (Hidrograma de ruptura).

Fonte: Autora.

Os resultados demonstram que ambos os cenários seguem o mesmo padrão de comportamento para uma situação extrema no rio Tocantins. O alto valor encontrado para o coeficiente de Nash corrobora esta afirmação, NSE de 0,94.

Todavia, assim como verificado para a série histórica, a hipótese do raio hidráulico subestima os valores de nível d'água observados no canal. Isto pode ser verificado graficamente através da comparação entre o cenário 1, caracterizando a situação real do rio Tocantins, e o cenário 2, representando sua simplificação. (Figura 38).

Estatisticamente esta situação é expressa por um erro de conservação altimétrica negativo, na ordem de -6,42%, enfatizando que os resultados obtidos com o cenário 2 são inferiores àqueles gerados pelo cenário 1. A mesma observação pode ser feita para o erro médio de -1,60m com desvio padrão de 0,22m. Ou seja, 100% dos resultados gerados pelo modelo simplificado são inferiores aos obtidos através do cenário real.

As diferenças de nível d'água, referentes à comparação entre ambos os cenários, foram agrupadas em 15 intervalos de classe, com variação de 0,06m. A Tabela 21 expõe estes intervalos, bem como as densidades associadas a eles.

Tabela 21. Distribuição de frequências (Hidrograma de ruptura).

Intervalo de Classe (m)		Frequência	Frequência Relativa	Frequência Relativa Cumulada	Densidade
-2,07	$\leq x < -2,01$	24	0,098	0,098	0,06
-2,01	$\leq x < -1,94$	10	0,041	0,138	0,09
-1,94	$\leq x < -1,88$	7	0,028	0,167	0,15
-1,88	$\leq x < -1,82$	7	0,028	0,195	0,21
-1,82	$\leq x < -1,76$	7	0,028	0,224	0,28
-1,76	$\leq x < -1,69$	6	0,024	0,248	0,34
-1,69	$\leq x < -1,63$	5	0,020	0,268	0,38
-1,63	$\leq x < -1,57$	54	0,220	0,488	0,40
-1,57	$\leq x < -1,51$	22	0,089	0,577	0,38
-1,51	$\leq x < -1,44$	23	0,093	0,671	0,34
-1,44	$\leq x < -1,38$	53	0,215	0,886	0,28
-1,38	$\leq x < -1,32$	25	0,102	0,988	0,21
-1,32	$\leq x < -1,26$	0	0,000	0,988	0,15
-1,26	$\leq x < -1,19$	1	0,004	0,992	0,10
-1,19	$\leq x < -1,13$	2	0,008	1,000	0,06

Fonte: Autora.

A Figura 39 representa visualmente os dados expostos na Tabela 21, enquanto a Figura 40 apresenta a distribuição dos erros de nível d'água mediante o uso da função densidade de probabilidade Normal (FDP).

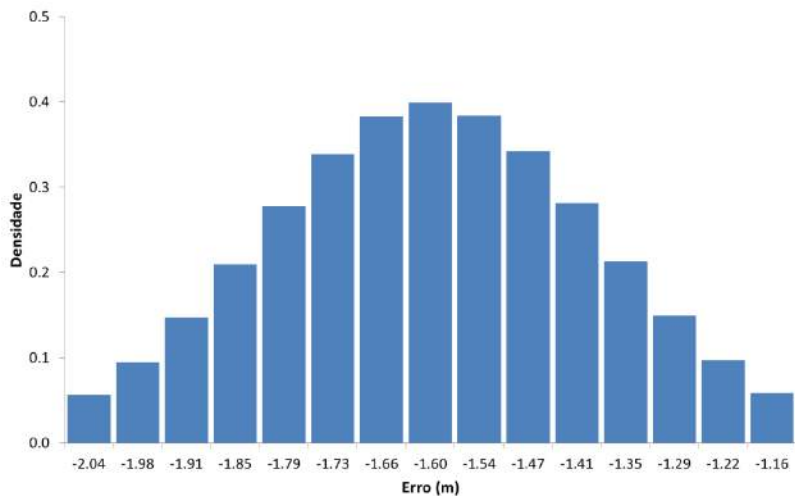


Figura 39. Histograma (Hidrograma de ruptura).

Fonte: Autora.

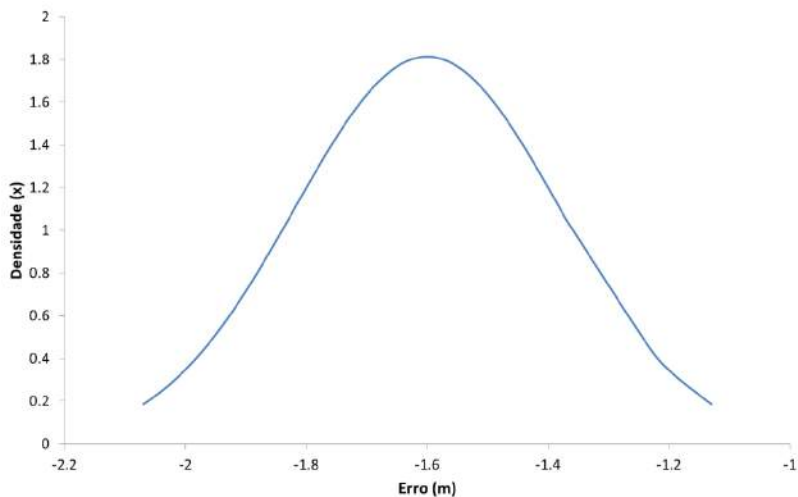


Figura 40. FDP (Hidrograma de ruptura)

Fonte: Autora.

A distribuição dos erros indica que o desempenho do modelo hidrodinâmico, formulado para a hipótese do raio hidráulico (cenário 2),

é baixo, haja vista que 100% dos resultados gerados por ele encontram-se subestimados.

Assim como observado na hipótese anterior, a distribuição dos resíduos, obtidos pela comparação entre ambos os cenários, apresenta um comportamento Normal, estando 68% de seus erros concentrados entre -1,82m e -1,38m (Figura 40). Por sua vez, o histograma expresso pela Figura 39 demonstra que sua maior amplitude encontra-se representada pelo intervalo de -1,63 a -1,57.

Os maiores erros do modelo encontram-se próximos a vazão de pico, sendo neste local identificado um resíduo de -2,07m. Com isso, observa-se que quanto maior a vazão, maior foi o erro gerado pela simulação do cenário 2.

Resumidamente, os valores de nível d'água obtidos com a propagação da onda de cheia, gerada pelo hidrograma de ruptura da barragem da UHE Tucuruí, confirmam os resultados observados com a propagação da série histórica de vazão obtida pela estação fluviométrica Tucuruí (29700000). Demonstrando, com isso, que a metodologia utilizada para a formulação da calha fluvial em situações de carência de dados topobatimétricos possui limitações e deve ser utilizada com prudência.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho buscou avaliar a importância de dados topobatimétricos detalhados no estudo hidrodinâmico de canais, utilizando por base informações a jusante do barramento da UHE Tucuruí, município de Tucuruí/PA. Para tanto, empregou-se dois cenários de análise testados sob duas hipóteses distintas.

A área de estudo compreende um trecho de, aproximadamente, 14km de extensão e largura média de 1,53km, entre a UHE Tucuruí e o povoado de Pederneira, município de Tucuruí/PA. Foram levantadas 16 seções topobatimétricas no rio Tocantins. Os perfis intermediários foram obtidos diretamente pelo software HEC-RAS 4.1, totalizando 136 seções transversais no trecho em análise.

Os dados topobatimétricos empregados na formulação dos modelos hidrodinâmicos foram processados a partir de duas fontes distintas. O primeiro cenário, denominado cenário 1 ou real, foi obtido mediante o uso de levantamento batimétrico multifeixe com resolução média de 1m, fornecido pela Eletronorte S.A. O cenário 2 ou prismático, por sua vez, foi desenvolvido adotando-se uma calha fluvial retangular. Em ambos os cenários fez-se uso dos dados de radar do projeto SRTM/NASA disponibilizados pela EMBRAPA.

Para a simulação hidrodinâmica utilizou-se o software HEC-RAS 4.1, enquanto a análise estatística dos resultados gerados pelo modelo numérico foi processada com o auxílio de planilhas eletrônicas Excel 2003 e do programa Action 2.9.

Em suma, a análise de sensibilidade da topobatimetria na modelagem hidrodinâmica de canais foi desenvolvida através da simulação de dois cenários distintos, cada qual exposto a duas hipóteses de estudo. A primeira vertente de análise empregou dados reais de vazão, registrados para o rio Tocantins na estação fluviométrica Tucuruí barramento (29680080), durante os anos de 2000 a 2005. Analisada esta premissa, partiu-se para uma situação extrema, caracterizada pela propagação do hidrograma de ruptura gerado para o barramento da UHE Tucuruí.

Para a análise dos resíduos fez-se uso da média e desvio padrão dos erros de nível d'água, bem como das funções objetivo NSE (Coeficiente Nash-Sutcliffe) e ΔH (Erro altimétrico). A distribuição dos erros de nível foi representada através de histogramas e funções densidade de probabilidade Normal (FDP).

Os resultados obtidos para a premissa conservadora e extrema seguiram a mesma tendência. Nestes casos, constatou-se que a hipótese

do raio hidráulico para a delimitação da calha fluvial tende a subestimar os valores de nível d'água do rio Tocantins. Isto fica evidente ao ser analisada a hipótese de ruptura, onde 100% dos resultados gerados pelo cenário 2 encontram-se abaixo do esperado.

Embora os modelos formulados para o cenário 2 não alcancem os valores extremos da série, o coeficiente de Nash-Sutcliffe, obtido em ambas as hipóteses, demonstra que os mesmos conseguiram representar de forma satisfatória os processos hidrodinâmicos do rio Tocantins. Contudo, para que este cenário corresponda satisfatoriamente ao canal, faz-se necessária a utilização de coeficientes de Manning superiores aos observados no rio Tocantins, acarretando em perda da realidade.

Por sua vez, os resultados obtidos com o cenário 1 mostraram-se bons, demonstrando que a utilização de dados topobatimétricos detalhados gera resultados precisos e coerentes com o comportamento real do rio Tocantins. O efeito na variação da cota d'água foi pequeno, na ordem de -0,04m. Tal impacto é mínimo, em termos hidráulicos.

Desta forma, a metodologia utilizada para a formulação da calha fluvial em situações de carência de dados topobatimétricos mostrou-se pouco conservadora, tendo em vista sua tendência a subestimar os resultados do modelo, em especial, os extremos. A escolha de sua aplicação deve ser feita com cautela, atentando-se para o tipo de estudo a ser desenvolvido com ela.

Em estudo de rompimento hipotético de barragens, onde as cotas máximas são uma exigência de projeto, a utilização de modelos hidrodinâmicos com calhas artificiais pode não ser recomendada. Isto irá depender da precisão da base cartográfica utilizada na geração da mancha de inundação. Ou seja, para mapas em escala 1:10.000, onde as curvas de nível encontram-se espaçadas a cada 1m, não se recomenda o uso destes resultados, haja vista que o erro médio observado para este cenário foi de -1,60m, alcançando -2,07m na vazão de pico.

Todavia, em uma escala de 1:50.000, onde o erro altimétrico entre as curvas de nível passa a, aproximadamente, 17m, a metodologia exposta apresenta potencial de aplicação. Isto é válido, uma vez que os erros gerados pela simplificação seriam absorvidos pelo gráfico. No estado de Santa Catarina, por exemplo, a cartografia disponibilizada gratuitamente pela EPAGRI/CIRAM, encontra-se na escala de 1:50.000 no litoral e oeste do estado e 1:100.000 para as demais regiões.

Uma vez que o projeto limitou-se em propagar a onda de cheia gerada pelo hidrograma de ruptura da barragem da UHE Tucuruí, recomenda-se, para uma maior exatidão dos resultados, a realização do efetivo estudo de rompimento da barragem. Cabe salientar, também, que

a simplificação da calha fluvial adotada neste projeto, limitou-se a um rio de grande porte, devendo ser comprovada sua veracidade em canais com diferentes realidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, R.S et al. Estudo climatológico do município de Tucuruí-PA, e suas variações edafo-climáticas a partir do balanço hídrico na escala mensal. **XVI Congresso Brasileiro de Energia**, Rio de Janeiro, p.1-11, out. 2015.

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (2010). **Hidroweb**: Sistemas de Informações Hidrológicas. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br>>, Acesso em: 10 jun. 2015.

ANDERSON, D. R.; SWEENEY, D. J.; WILLIAMS, T. A. **Estatística aplicada à Administração e Economia**. São Paulo: CENGAGE Learning, 2008. 597 p.

ANEEL – AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Banco de Informações de Gerações**. Disponível em: <<http://www.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm>>, Acesso em 1 mar. 2015.

BEVEN, K.J. **Rainfall Runoff Modelling**: The Primer. Chichester: Wiley-Blackwell, 2012. 488 p.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Política Nacional de Segurança de Barragens**. Brasília, 2010.

BRASIL, L.S.S. et al. Modelagem unidimensional de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem – estudo de caso: barragem de Rio de Pedras, Minas Gerais, Brasil. **XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, João Pessoa, v. 1, n. 1, p.1-20, nov. 2005.

CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens. **A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI**: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens, Rio de Janeiro: CBDB, 2011. 524 p

CHOW, V.T. **Open-Channel Hydraulics**. Caldwell: McGraw Hill Book Company, Inc; Tokyo: Kogakusha, c1959. 680 p.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C.E.M. Análise do rompimento hipotético da barragem Ernestina. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, n. 2, p. 191-206, jul-dez. 1997.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa e Agropecuária. **Brasil em Relevo**. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite, 2005. Disponível em: <<http://www.relevobr.cnpm.embrapa.br>>, Acesso em: 6 jul. 2015.

EPAGRI - Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina. **Mapoteca Topográfica de Santa Catarina**, 2004. Disponível em: <<http://ciram.epagri.sc.gov.br/>>, Acesso em: 2 out. 2015.

GARCEZ, L.N. **Construções Hidráulicas**. São Paulo: Edgar Blücher, 1962. 276 p.

GOMES, G.O. **Marés Fluviais**: Resultados de uma solução analítica adimensional. 2003. 65 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2003.

GONÇALVES, J. B.; JOSIMAR, R.A.; LINS, G. Uma análise crítica do acidente de Cataguases (MG). **Revista Ciências do Ambiente On-Line**, v. 3, n. 2, p. 89-91, 2003.

GRAHAM, W., **Channel and valley changes resulting from dam failure**. Proceeding of the 2nd CADAM Workshop, Munique, Outubro, 1998.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Dam break flood analysis**: review and recommendations, Bulletin 111. Paris, 1998.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Dams & the World's Water**: An Educational Book that explains how Dams Help to Manage the World's Water. Paris, 2007. 82 p.

LARA, P.G et al. Reservoir operation employing HEC-RESSIM: Case study of Tucuruí Dam, Brazil. **6TH International Conference on Flood Management**, São Paulo, v. 1, n. 1, p.1-10, set. 2014.

LAURIANO, A.W et al. Estudo de ruptura da barragem de Funil: Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS. **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Campo Grande, v. 1, n. 1, p.1-20, nov. 2009.

MENESCAL, Rogério de Abreu (Org.). **A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil**. Brasília: Proágua, 2005. 316p.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL. **Manual de segurança e inspeção de barragens**. PROÁGUA/SEMIÁRIDO – UGPO, Brasília, DF, 2002. 148 p.

MMA - MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. **Caderno da Região Hidrográfica do Tocantins-Araguaia**. Secretaria de Recursos Hídricos, Brasília, DF, 2006. 132 p.

MONTGOMERY, D.C.; RUNGER, G.C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. Rio de Janeiro: LTC, 2003. 463 p.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E.J.A. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552p.

OLIVEIRA, L.R.R. **Geomorfologia Fluvial e Navegabilidade do baixo curso do rio Tocantins**. 2010. 107 f. Dissertação (Mestrado em Geologia), Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

PAGANO, M.; GAUVREAU, K. **Princípios de Bioestatística**. São Paulo: Editora CENGAGE Learning, 2003. 506 p.

PAIVA, R.C.D. **Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica de Grandes Bacias. Estudo de caso: Bacia do rio Solimões**. 2009. 168 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

PORTO, R.M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 2006. 540p.

ROCHA, H.L.; SILVA, R.V.; KOBAYAMA, M. Propagação de onda de cheia em canais simplificados: Estudo comparativo de modelo hidrodinâmico e Muskingum-cunge. **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Campo Grande, MS, p.1-15, nov. 2009.

SALVINO, M.M. **Modelagem Computacional Visando a Reabilitação de Redes Hidráulicas**. 2012. 148 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica), Universidade Federal de Paraíba, João Pessoa, PB, 2012.

SINGH, V.P. **Dam Breach Modeling Technology**. Norwell: Kluwer Academic Publishers, 1996. 256 p.

SOUZA, C.F.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C.E.M. Simulação hidrodinâmica via aquisição remota de dados. **XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, São Paulo, SP, v. 1, n. 1, p.1-12, nov. 2007.

UEMURA, S.; MARTINS, J.R.S. Instrumentos de Avaliação e Gestão de Impactos Gerados por Ruptura de Barragens. **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Campo Grande, MS, p.1-20, nov. 2009.

UNDP - United Nations Development Program. **Reducing disaster risk: a challenge for development**. New York: UNDP, 2004. 130 p.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers. **Hydrologic Engineering Center**. Training Documents – Using HEC-RAS for Dam Break Studies. TD-39, ago. 2014.

USACE - U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS: River Analysis System – Hydraulic Reference Manual**. Davis, CA – EUA, 2010. 417 p.

VALENCIO, N.F.L.S. O controle das águas como fator de progresso e de risco: as representações institucionais dos Grandes Projetos Hídricos no Nordeste. **III Encontro da ANPPAS**, Brasília, DF, p.1-16, maio. 2006.

VERÓL, A.P.; MIGUEZ, M.G.; MASCARENHAS, F.C.B. Propagação da Onda de Ruptura de Barragem através de um Modelo Quase-2D. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 18, n. 1, p. 165-176, jan-mar. 2013.

VEYRET, Y. **Os Riscos: o homem como agressor e vitima do meio ambiente**. São Paulo: Contexto, 2007. 320 p.

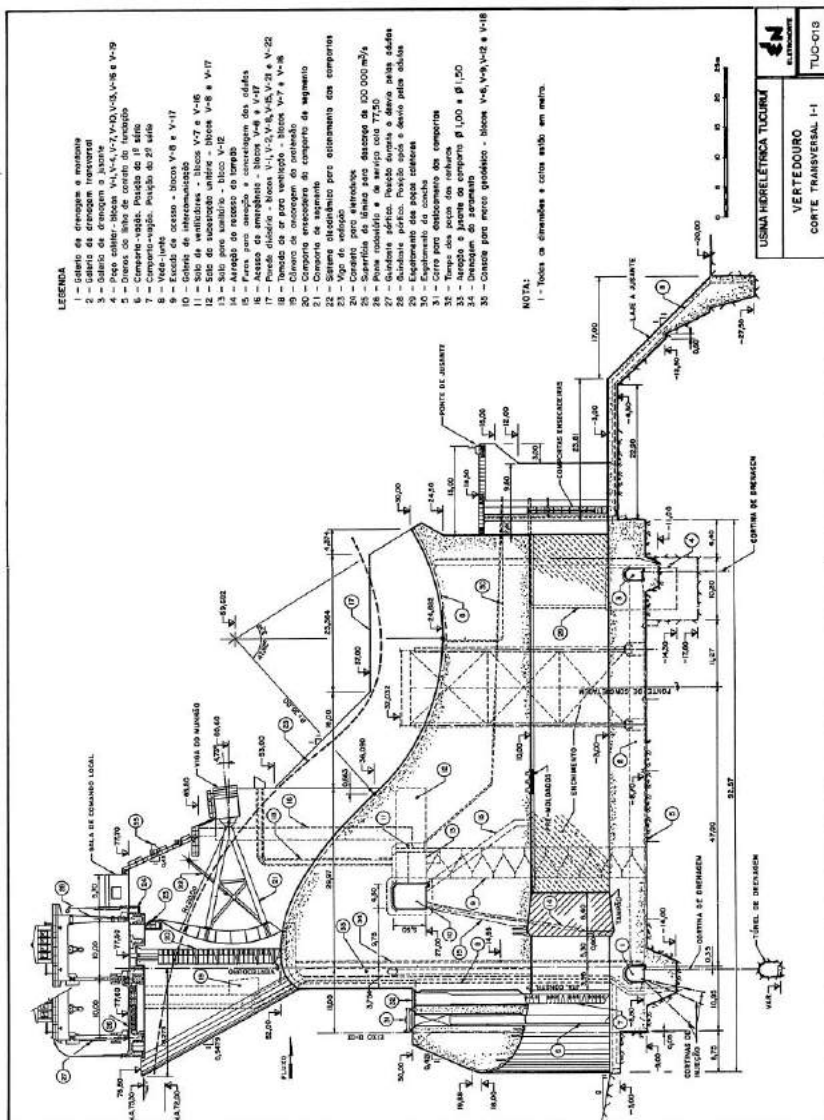
VIANA, M.B. **Avaliando Minas: índice de sustentabilidade da mineração (ISM)**. 2012. 372 f. Tese (Doutorado em Desenvolvimento Sustentável), Universidade de Brasília, DF, 2012.

WAHL, T.L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal Of Hydraulic Engineering**, [s.l.], v. 130, n. 5, p.389-397, maio 2004.

WEBER, S.H. **Desenvolvimento de nova função densidade de probabilidade para avaliação de regeneração natural**. 2006. 74 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestal), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2006.

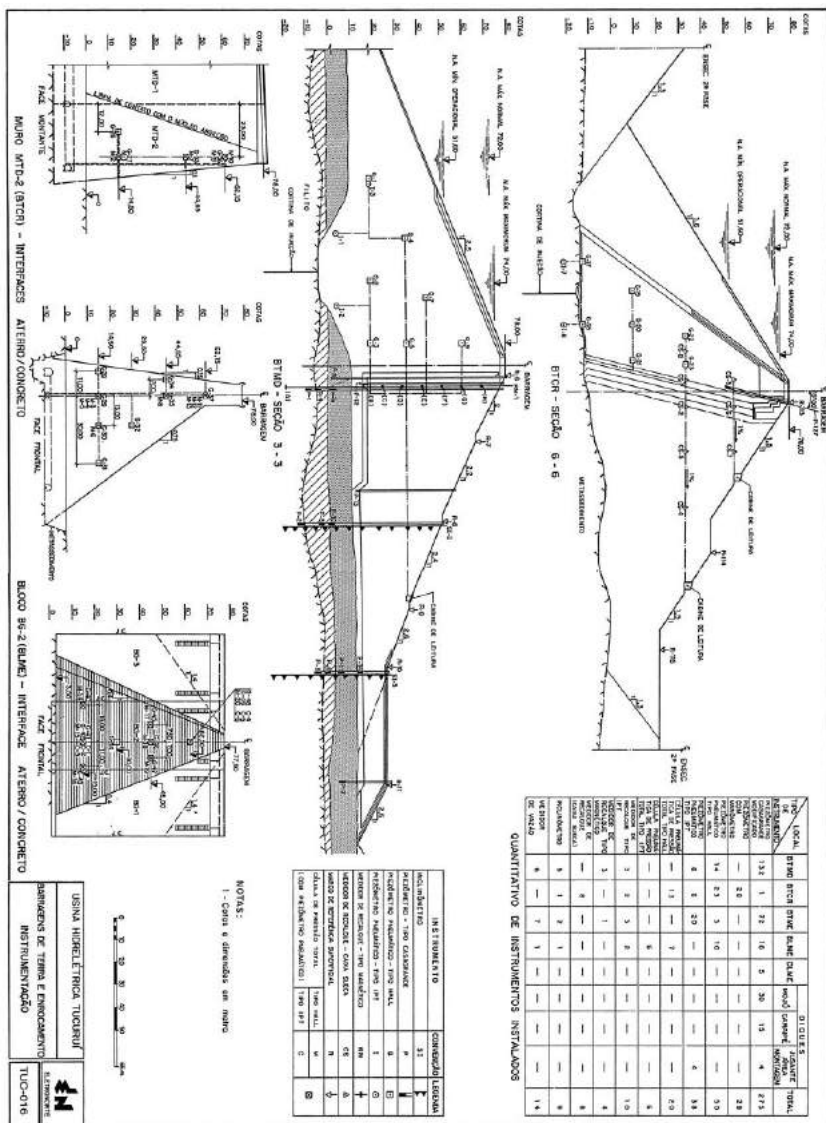
ZUFFO, M. S. R.; GENOVEZ, A. I. B. A segurança de barragens sob a ótica de algumas legislações internacionais. **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Campo Grande, MS, nov. 2009.

ANEXO A – VERTEDOURO

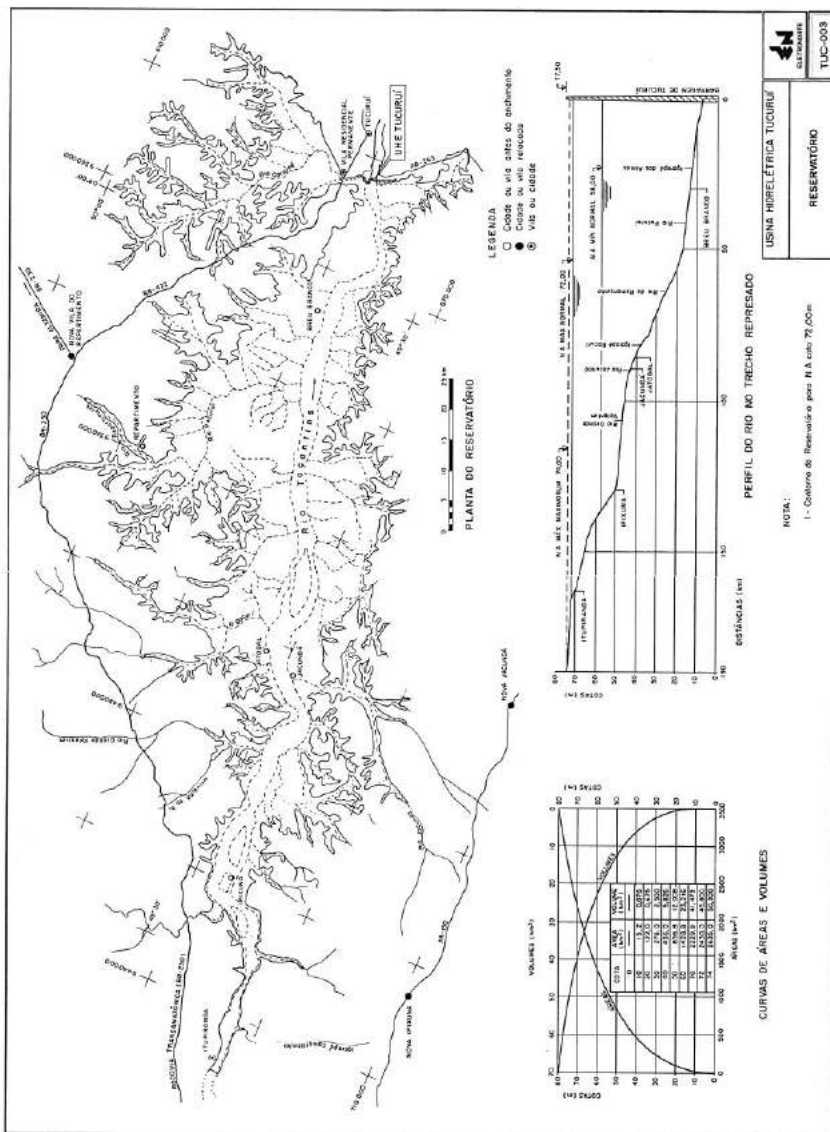


Fonte: Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

ANEXO B – BARRAGEM DE TERRA E ENROCAMENTO DA UHE TUCURUÍ



ANEXO C – RESERVATÓRIO DA UHE TUCURUÍ



Fonte: Eletronorte - Centrais Elétricas do Norte do Brasil S.A.

ANEXO D – DADOS CADASTRAIS DA UHE TUCURUÍ

DADOS CADASTRAIS DO EMPREENDIMENTO

Ofício Circular nº 414/2011-SFG/ANEEL (14/04/2011)



a-	Nome da Usina:	Uhe Tucuruí
b-	Concessionário:	Eletrobras Eletronorte
c.1-	Rio:	Tocantins
c.2-	Bacia:	Rio Amazonas
c.3-	Sub bacia:	Tocantins / Araguaia
d.1-	Coordenadas da Barragem:	Latitude: 03°45'00"S ; Longitude: 49°41'00"W
d.2-	Margem Esquerda	
d.3-	Margem Direita	
e.1-	Estado:	Pará
e.2-	Município:	Tucuruí
f-	Vazão Média Longo Termo:	11.107 m³/s
g.1-	Vazão do Vertedouro:	110.000 m³/s
g.2-	Tempo de Recorrência:	10.000 anos
h.1-	Área Inundada:	
h.1.1-	No NA máximo	3007 Km²
h.1.2-	No NA máximo maximorum	3007 Km²
h.2-	Volume Útil:	
h.2.1-	No NA máximo	38.970 x 10 ⁶ m³
h.2.2-	No NA máximo maximorum	38.970 x 10 ⁶ m³
h.3-	Volume Total:	
h.3.1-	No NA máximo	50.280 x 10 ⁶ m³
h.3.2-	No NA máximo maximorum	50.280 x 10 ⁶ m³
i-	Área de Drenagem:	758.000 Km²
j-	NA de Montante:	
j.1-	Máximo Normal	74,0 m
j.2-	Máximo Maximorum	74,0 m
k-	NA de Jusante Max. Normal:	8,99 m
l-	Volume de Amortec. de Cheias?	Não
m-	Barragem	
m.1-	Forma:	Trapezoidal

m.2-	Tipo:	Gravidade
m.3-	Material:	Concreto, Terra e Enrocamento
n-	Altura da Barragem:	95,00 m
o-	Comprimento da Crista:	Concreto: 1.744,0m; Terra e Enrocamento: 5.308,0 m; Total: 7.052,0 m
p-	Cota da Crista:	78,00 m
q.	Instrumentação	
q.1-	Instrumentação Utilizada:	
q.1.1-	Concreto 1ª Etapa	Drenos de Fundação, Drenos de Juntas, Drenos de Paramento, Drenos da Linha de Contato, Medidores de Vazão, Piezômetros de Contato, Piezômetros de Fundação, Medidores Triangulares de Junta, Pêndulos, Extensômetros de Haste, Rosetas de deformação, Medidores Elétricos de Juntas, Strain Meter simples, Strain Meter com corretor, Termômetros de Superfície, Termômetros de Massa, Termômetros de Rocha, Acelerômetro Digital.
q.1.2-	Concreto 2ª Etapa	Drenos de Fundação, Drenos de Juntas, Drenos de Paramento, Medidores de Vazão, Piezômetros de Fundação, Medidores Triangulares de Junta, Pêndulos, Extensômetros de haste
q.1.3-	Terra e Enrocamento 1ª Etapa	Piezômetros Casagrande, Piezômetros Pneumático, Medidores de Recalque Magnético, Medidores de Vazão, Caixa Sueca, Inclínômetros, Célula de Pressão Total, Marcos de Referência Superficial, Sismômetro Digital.
q.1.4-	Terra e Enrocamento 2ª Etapa	Piezômetros Casagrande, Piezômetros Pneumático
q.2-	Tipo de Monitoramento:	Periódico e sistematizado, com inspeções rotineiras, regulares e especiais, executadas por equipes qualificadas em Segurança de Barragens
r-	Permite Galgamento?	NÃO
s-	Vertedouro	
s.1-	Tipo:	De Superfície, controlado por Comporta de Segmento
s.2-	Número de Vãos:	23 (vinte três)
t-	Comportas	
t.1-	Acionamento:	Cilindros Oleodinâmicos de Acionamento Hidráulico através de dois servomotores com contato individual, local ou à distância.
t.2-	Tempo de Abertura/Fechamento:	0,30 m/min
t.3-	Sist. Serv. Auxil. Emerg. Exclusivo:	Sim, exclusivo e fixo no local
u.1-	Faz Teste Anual do Vertedouro?	SIM
u.2-	Qual o procedimento utilizado?	No período de nível baixo do reservatório, bloqueia-se o vão com a inserção dos stop-logs, abre-se e fecha-se totalmente a comporta, parando-se em cada um dos passos estabelecidos na Instrução de Operação, ITO-23TU/03, inspeciona-se o sistema de vedação, a superfície das comportas, o acionamento hidráulico, bem como todo o sistema eletromecânico de alimentação e controle.
v-	Segurança de Barragens	
v.1-	Procedimento Sistemático?	SIM
v.2-	Equipe Treinada efetuar inspeção?	SIM
v.3-	Existe Responsável Técnico?	SIM
v.4-	Existe ART no CREA?	SIM

Fonte: Agência Nacional de Energia Elétrica